



. UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Título de Monografía

**DISEÑO DE LOSA DENSA DE CONCRETO REFORZADO ACTUANDO COMO
DIAFRAGMA HORIZONTAL EN UNA ESTRUCTURA DE DOS NIVELES DE
MAMPOSTERIA REFORZADA**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Tere Eunice Rose Portillo

Tutor

Dr. Ing. José Daniel Ortiz Peinado

Asesor

Ing. Martín René Somarriba López

Managua, Nicaragua

Octubre, 2018

Managua, 9 de Octubre del 2018.

Dr.-Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba.

Decano.

Facultad de Tecnología de la Construcción.

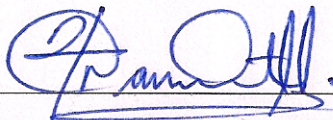
Universidad Nacional de Ingeniería.

Estimado Dr. Gutiérrez:

Por medio de la presente hago constar que he revisado el trabajo monográfico titulado; **"DISEÑO DE LOSA DENSA DE CONCRETO REFORZADO ACTUANDO COMO DIAFRAGMA HORIZONTAL EN UNA ESTRUCTURA DE DOS NIVELES DE MAMPOSTERIA REFORZADA"**. Dicho trabajo fue elaborado por la bachiller Tere Eunice Rose Portillo y desarrollado bajo mi tutoría.

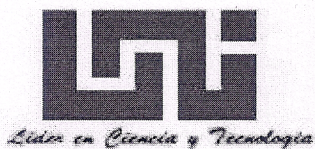
Considero que el tema ha sido desarrollado conforme al protocolo aprobado cumpliendo con los objetivos del mismo. Por tales motivos, acepto que dicha monografía sea presentada para optar al grado de ingeniero civil mediante la defensa correspondiente

Para efectos de entrega de esta Monografía al departamento correspondiente, extiendo mi aprobación como tutor a los 09 días del mes de octubre del año 2018.



Dr.-Ing. José Daniel Ortiz Peinado

Tutor



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC-FTC-REF-No.250
Managua, Diciembre 19 del 2017

Bachiller
TERE EUNICE ROSE PORTILLO
Su atención

Estimada Bachiller:

Es de mi agrado informarle que el PROTOCOLO de su Tema **MONOGRAFICO**, titulado **"DISEÑO DE LOSA DENSA DE CONCRETO REFORZADO ACTUANDO COMO DIAFRAGMA HORIZONTAL EN UNA ESTRUCTURA DE DOS NIVELES DE MAMPOSTERÍA REFORZADA"**. Ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, que el **Ing. José Daniel Ortiz Peinado**, sea el tutor de su trabajo final.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento, debidamente revisado por el tutor guía será el **19 de Junio del 2018**.

Esperando puntualidad en la entrega de la Tesis, me despido.

Atentamente,



Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba

Decano

CC: Protocolo
Tutor
Archivo*Consecutivo
IJGG*Dara

AGRADECIMIENTO Y DEDICATORIA

A Dios todo poderoso, Padre celestial y misericordioso, Creador de todo cuanto existe.

A mi amado padre Dr. Eddy Rose Barbosa (1956-2010), que descanse en la paz. Me siento orgullosa de ser tu hija, me lleno de emoción en cada relato de tus hazañas. Siempre recordaré tus enseñanzas pues se quedaron marcadas en mi alma.

*No es feliz quien hace lo que quiere,
sino quien quiere lo que hace.*

-Jean Paul Sartre-

A mi amada madre Juanita Francisca Portillo, mi mejor amiga y mi consejera, quien ha dedicado toda su vida a edificar su hogar, madre inculcable, ahora esta dedicatoria es para ti, porque todo lo que soy te lo debo a ti.

*Quien no vive para servir,
No sirve para vivir*

-Santa Teresa de Calcuta-

A mi querido hermano, Arq. David Rose Portillo, digno de tu nombre por David y Goliath, ganastes la batalla de la vida y eso te hace el ser más fuerte y valiente que conozco, merecedor de todo mi cariño y respeto.

*El respeto no se exige,
El respeto se gana.*

-Risto Mejide-

Agradezco especialmente mi tutor; Dr. Ing. José Daniel Ortiz Peinado, por ser mi mentor y darme su apoyo lo largo de este proceso.

A los ingenieros Martin Somarriba, Federico Traña, Jonathan Gutiérrez, Cristhian Parrales y Luis Manuel Padilla por su colaboración y por la información brindada para la realización de esta Monografía.

A los arquitectos David Rose Portillo y Rafael Huerta por su aporte en el dibujo.

RESUMEN

En la presente monografía se documenta información acerca del comportamiento, tipo y clasificación de los sistemas de entrepiso actuando como diafragmas horizontales encargados de transmitir las cargas laterales a los elementos de la estructura vertical resistente del edificio.

En el Capítulo 1 se presentan hechos históricos que evidencian los efectos negativos sufridos en los diafragmas ante pasados eventos sísmicos, así como las investigaciones que han dado como resultado cambios importantes en los requerimientos para el diseño de Diafragmas incluyendo Cuerdas y Colectores, los cuales se incluyeron en las nuevas provisiones del ASCE 7-16.

En el Capítulo 2 se presentan los Conceptos y Fundamentos de Análisis y Diseño Estructural de Diafragmas Horizontales. Seguidamente en los Capítulos 3, 4 y 5 se presenta el modelado, análisis y diseño de una estructura de dos niveles de mampostería reforzada a base de bloques de concreto en ambas direcciones resistentes, la cual incluye un sistema de entrepiso y techo a base de losa densa de concreto reforzado actuando como diafragma horizontal.

Esta monografía proporciona una metodología para el análisis y diseño de los diafragmas horizontales mediante la aplicación de las Provisiones Alternativas para el diseño de Diafragmas que se propone en la sección 12.10.3 del ASCE 7-16. Además, se aplicaron las disposiciones del ACI 318-14 para el diseño de los diafragmas de concreto reforzado y el ACI 530-11 para el diseño de mampostería.

El análisis y diseño estructural se realizó mediante un modelo numérico construido en el programa ETABS versión 17.2.1. El programa SAP2000 v20.1.0 se utilizó para la construcción de los modelos análogos de diafragmas horizontales.

Finalmente, en el Capítulo 6, se presentan las conclusiones y recomendaciones acerca de la metodología empleada y los resultados del diseño del sistema de losa densa de concreto reforzado para entrepiso y techo, actuando como diafragmas horizontales.

NOTACIÓN

Las variables de análisis y diseño que se emplean en esta Monografía se definen a continuación;

A	Área neta de la planta
a	Ordenada espectral elástica de aceleraciones para el modo fundamental.
A_{cv}	Área bruta del concreto limitada por el espesor del alma y la altura del diafragma
A_n	Área neta de la sección transversal del miembro
a_0	Valor de a que corresponde a $T=0$ s.
A_s	Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción,
A_{sh}	Área total de refuerzo transversal, incluyendo ganchos suplementarios, colocado dentro del espaciamiento s y perpendicular a la dimensión b_c ,
A_{st}	Área total del refuerzo longitudinal confinado lateralmente
$A_{s,min}$	Área mínima de refuerzo de flexión,
$A_{s,req}$	Área requerida de refuerzo de flexión,
$A_{s,temp}$	Área de refuerzo por contracción y temperatura
A_x	Factor de amplificación por irregularidad en la dirección analizada
C_d	Factor de Amplificación de deflexión
$C_{d,serv}$	Factor de amplificación de deflexiones por el estado límite de servicio
$C_{d,colp}$	Factor de amplificación de deflexiones por el estado límite de colapso
C_{po}	Coeficiente de aceleración de diseño del diafragma en la base de la estructura
C_{px}	Coeficiente de Diseño del Diafragma en el nivel x
C_s	Coeficiente de respuesta sísmica de la estructura
C_{s2}	Coeficiente de respuesta sísmica de los modos superiores
C_u	Compresión máxima que actúa en la cuerda.
C_{vx}	Factor de distribución vertical en la dirección analizada
B	Dimensión corta en planta
b	Ancho de la sección de concreto
B_{eff}	Ancho efectivo del colector extendido dentro de la losa
c	Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro
CM_i	Centro de masas en el i -ésimo nivel
CR_i	Centro de rigidez i -ésimo nivel
d	Peralte efectivo del elemento
D_{diaph}	Peralte efectivo del diafragma considerado como viga, medido en el sentido del análisis.
E_c	Módulo de Elasticidad del Concreto
e_i	Excentricidad torsional en el i -ésimo nivel
E_m	Módulo de Elasticidad de la mampostería en compresión
E_s	Módulo de elasticidad del refuerzo
f	Factor de corrección por irregularidad
f_a	Coeficiente de modificación de sitio para período corto
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto
f'_g	Esfuerzo a compresión especificado del concreto fluido o Grout
F_i	Fuerza de diseño de piso en el i -ésimo nivel.
f'_m	Esfuerzo a compresión especificado de la mampostería
F_{px}	Fuerza de diseño del diafragma en el nivel x .
f_r	Módulo de ruptura del concreto
F_{si}	Fuerza Lateral que actúa en el i -ésimo

f_u	Resistencia última a la fluencia del refuerzo no preesforzado
f'_u	Esfuerzo a la compresión del bloque de concreto
f_v	Coefficiente de modificación de sitio para período de 1 segundo
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no preesforzado
G_m	Módulo de cortante de la mampostería
g	Aceleración de la gravedad.
H	Altura de entrepiso / Altura de la Edificación
h	Espesor total o altura del elemento
H_{diaph}	Altura total del diafragma, medida en el sentido del análisis
h_i	Altura a la que se sitúa el i-ésimo nivel de la estructura respecto del nivel de base
h_{min}	Espesor mínimo del elemento
h_x	Altura en el nivel x de la estructura medido respecto del nivel de base,
h_n	Altura en el nivel superior de la estructura
I_{cr}	Inercia de la sección totalmente agrietada
I_e	Factor de importancia sísmica de la estructura/Inercia Efectiva de la losa o viga
I_g	Inercia de la Sección bruta
k_i	Rigidez de la masa en el i-ésimo nivel
L	Dimensión Larga en planta/ Longitud total del elemento
l_d	Longitud de desarrollo de refuerzo corrugado en tracción.
ℓ_n	Longitud no soportada
M_a	Momento Actuante de servicio
M_{cr}	Momento de Agrietamiento
m_i	Masa del i-ésimo nivel.
M_u	Momento máximo último de Diseño
M_n	Resistencia nominal a flexión en la sección
N	Número de niveles del edificio.
n	Relación modular de la sección transformada
P_u	Fuerza axial mayorada
P_o	Resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero
P_n	Resistencia nominal a carga axial de la sección transversal
Q	Capacidad dúctil de una estructura
Q'	Factor de reducción por comportamiento dúctil de una estructura
R	Coefficiente de modificación de respuesta
R_A	Reacción en el apoyo
rec	Recubrimiento de concreto de acero, medida desde la fibra exterior al centroide de las barras de acero
R_s	Factor de reducción de fuerza de diseño del diafragma
S	Factor que toma en cuenta los efectos de amplificación sísmica debidos a las características del terreno
S_A	Aceleración máxima del terreno
S_{aq}	Aceleración espectral correspondiente al modo traslacional "q"
S_{DC}	Categoría de Diseño Sísmico
S_{DS}	Aceleraciones de diseño amortiguado 5% para periodo corto
S_{D1}	Aceleraciones de diseño amortiguado 5% para periodo de 1 segundo
Sep	Separación centro a centro de las barras de acero
S_{MS}	Aceleraciones de la respuesta espectral del MCE para periodo corto
S_{M1}	Aceleraciones de la respuesta espectral del MCE para periodo de 1 segundo

S_s	Parámetro de aceleración máxima para período corto
S_1	Parámetro de aceleración máxima para período de 1 segundo
t	Espesor del diafragma.
T_a	Valor del periodo estructural que limita la parte ascendente del espectro de diseño
T_b	Valor del periodo estructural que limita la meseta del espectro de diseño
T_c	Valor del periodo estructural que define un cambio en el régimen descendente del espectro de diseño
T_u	Tensión máxima que actúa en la cuerda.
T_x	Período Fundamental de la estructura en la dirección de análisis
U	Acciones mayoradas / Resistencia requerida
V_n	Resistencia nominal a cortante del elemento
V_0	Fuerza cortante en la base del edificio (cortante basal)
V_m	Resistencia a cortante nominal provista por la mampostería
V_s	Resistencia a cortante nominal provista por el acero
V_u	Fuerza cortante última que actúa en el plano del diafragma.
v_u	Esfuerzo cortante actuante en el peralte del diafragma.
W_i	Peso sísmico del i -ésimo nivel
w_{di}	Peso sísmico del diafragma
W_0	Peso sísmico de la edificación por encima del nivel base
w_{px}	Peso tributario del diafragma en el nivel x
Y_t	Distancia entre la fibra de concreto más traccionada y el eje neutro de la sección bruta
z_s	El coeficiente de modificación de contribución modal
β_1	Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro
γ	Peso volumétrico del concreto
γ_x	Factor de correlación entre la fuerza sísmica calculada estáticamente y la fuerza de diseño del diafragma en la dirección de análisis
δ_i	Deriva o distorsión de piso en el i -ésimo nivel
Δ_i	Desplazamiento lateral de la masa de la estructura en el i -ésimo nivel
ε	Factor de tiempo que toma en cuenta la carga permanente sostenida
λ	Factor de modificación que toma en cuenta las propiedades del concreto de peso liviano y peso normal
Ω	Factor de reducción por sobrerresistencia
Ω_o	Factor de sobrerresistencia
ϕ	Factor de reducción de resistencia
ρ_t	Refuerzo distribuido orientado de forma paralela al cortante en el plano del diafragma
Γ_{m1}	Factor de contribución modal del primer modo
Γ_{m2}	Factor de contribución modal de los modos superiores
%Cap.	Porcentaje de capacidad de uso
%SD	Porcentaje de sobrediseño del elemento

ÍNDICE DE CONTENIDO

Capítulo 1. Generalidades	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Planteamiento del Problema	3
1.4. Justificación	6
1.5. Objetivos.....	7
1.5.1. Objetivo General:.....	7
1.5.2. Objetivos Específicos:	7
Capítulo 2. Marco Teórico	8
2.1. Definición de Diafragmas	8
2.2. Componentes del Diafragma.....	9
2.2.1. Cuerdas:	9
2.2.2. Colectores:.....	9
2.3. Clasificación de los Diafragmas Horizontales	10
2.3.1. Diafragma rígido.	10
2.3.2. Diafragma flexible.	12
2.3.3. Diafragma semirrígido.	13
2.4. Métodos de Modelado de Diafragmas.....	14
2.4.1. Método de la Viga Horizontal	14
2.4.2. Método Puntal-Tirante	15
2.4.3. Método de Elementos de Finitos (FEM)	15
2.5. Fuerzas en el Diafragma	17
2.5.1. Fuerzas de Diseño de Diafragmas	17
2.5.2. Fuerzas de Diseño Sísmico de Diafragmas incluyendo Cuerdas y Colectores.....	17
2.6. Criterios de Diseño de Diafragmas de Concreto Reforzado	20
2.6.1. Diseño por Flexión.....	21
2.6.2. Diseño por Cortante	22
2.6.3. Diseño de Colectores	23
2.1.1. Conexiones Muro-Diafragma.....	25
2.1.2. Aberturas en diafragmas	26

Capítulo 3. Modelado Estructural	27
3.1. Generalidades del Programa.....	27
3.2. Breve descripción del Edificio.....	27
3.3. Criterios de modelación.....	28
3.4. Modelo tridimensional de la Estructura	29
3.5. Propiedades de los Materiales	33
3.5.1. Concreto Estructural	33
3.5.2. Acero de Refuerzo ASTM A615 Grado 40	33
3.5.3. Mampostería Reforzada $f'm=1200\text{psi}$	33
3.6. Aplicación de Carga	34
3.6.1. Carga Viva (CV).....	34
3.6.2. Carga Viva Reducida (CVR).....	34
3.6.3. Carga Muerta Súper Impuesta (CMSI):	34
3.6.4. Cargas de Parapeto (Pa):.....	35
3.7. Combinaciones de Cargas	36
3.7.1. Método de Esfuerzos Permisibles	36
3.7.2. Método de Resistencia Última	36
Capítulo 4. Análisis Estructural	37
4.1. Análisis Estructural de acuerdo al RNC-07	37
4.1.1. Clasificación de la Estructura	37
4.1.2. Coeficientes de diseño sismo-resistente	42
4.1.3. Ordenada Espectral.....	42
4.1.4. Espectro de Respuesta	43
4.1.5. Cortante Basal.....	44
4.1.6. Fuerzas Laterales Equivalentes	44
4.1.7. Reacciones en la base	45
4.2. Análisis Estructural de acuerdo al ASCE 7-16	46
4.2.1. Clasificación de la Estructura (ASCE 7-16).....	46
4.2.2. Parámetros de Aceleración Espectral	46
4.2.3. Categoría de Diseño Sísmico.....	48
4.2.4. Sistema Estructural.....	48
4.2.5. Coeficiente de respuesta sísmica.....	49

4.2.6.	Fuerza Cortante Basal.....	50
4.2.7.	Distribución de Fuerzas Sísmicas	50
4.2.8.	Fuerzas de Diseño de Diafragmas	51
4.3.	Resultados del Análisis.	54
4.3.1.	Análisis Comparativo	54
4.3.2.	Análisis de Deflexiones	56
4.3.3.	Desplazamiento del Diafragma	60
Capítulo 5.	Diseño Estructural.....	62
5.1.	Resistencia de Diseño.....	62
5.2.	Diseño de Vigas de Concreto Reforzado.	63
5.3.	Diseño de Losa densa de Concreto Reforzado.....	67
5.3.1.	Losa de Techo	67
5.3.2.	Losa de Entrepiso.....	78
5.4.	Diseño de Diafragmas de Concreto	85
5.4.1.	Demandas en el Diafragma	86
5.4.2.	Fuerzas Cortante en cada nivel.....	86
5.4.3.	Diseño de Diafragma de Techo	87
5.4.4.	Diseño de Diafragma de Entrepiso.....	96
5.5.	Diseño de Muros de Mampostería Reforzada.....	107
5.5.1.	Requisitos Mínimos	107
5.5.2.	Diagramas de Momentos Flectores.....	108
5.5.3.	Diagrama de Fuerzas Cortantes	109
5.5.4.	Diseño de Machón de Mampostería Reforzada	110
5.5.5.	Demandas de Refuerzo Longitudinal y Transversal.....	115
Capítulo 6.	Conclusiones y Recomendaciones	117
6.1.	Conclusiones	117
6.2.	Recomendaciones.....	120
Bibliografía.....		122
Anexos	v	
Anexo i.	Localización del proyecto.....	v
Anexo ii.	Propuesta Arquitectónica	vi
Anexo iii.	Planos Estructurales	viii

Capítulo 1. Generalidades

1.1. Introducción

La función principal de los sistemas de entrepiso y techo es la de soportar las cargas de gravedad y adicionalmente, la de transferir las cargas laterales de sismo o viento a los miembros estructurales verticales tales como las columnas o muros. Por tanto, los sistemas estructurales de entrepiso y techo deben ser diseñados también como diafragmas horizontales capaces de resistir y transferir estas cargas, de forma apropiada, a los elementos verticales resistentes.

La rigidez o flexibilidad del diafragma juega un papel muy importante en la distribución de las cargas laterales a los elementos verticales resistentes. Aunque la mayoría del tiempo el suponer el diafragma como infinitamente rígido es una buena suposición que simplifica notablemente el análisis, ésta suposición no es siempre válida, ya que ningún entrepiso se comporta completamente rígido o completamente flexible. La Sección 12.3.1 del ASCE 7-16 recomienda en tales casos que el diafragma debe considerarse como semirrígido y modelarse tomando en cuenta la rigidez de la losa.

Esta temática es la que se plantea abordar en el presente trabajo mediante el diseño de una estructura de 2 niveles, de mampostería reforzada a base de bloques de concreto en ambas direcciones resistentes. La estructura cuenta con un sistema de entrepiso y techo de losa densa de concreto reforzado actuando como diafragmas horizontales. En esta monografía, la expresión losa densa se refiere a una losa maciza de concreto reforzado, por lo que ambos términos se utilizarán de forma intercambiable.

Para ello se aplicarán los requerimientos de análisis y diseño que establece el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) y las normas mínimas de diseño de estructuras de concreto (CR-001) y de mampostería (MP-001). Adicionalmente, se plantea aplicar el método propuesto por la norma en la norma Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-16). para el diseño de diafragmas incluyendo cuerdas y colectores que se establecen en la Sección 12.10.3 de dicho reglamento.

1.2. Antecedentes

Los terremotos han significado una gran fuente de aprendizaje para los ingenieros en relación a las fallas de las estructuras. Varios hallazgos importantes se llevaron a cabo a partir de los daños observados en el terremoto de Northridge, California en 1994, en la cual, se presentaron muchos casos de fallas en los diafragmas de entrepiso y techo. Las aceleraciones de piso máximas registradas para 25 edificios de varios niveles durante el terremoto de Northridge alcanzaron hasta 4.6 veces la aceleración máxima del terreno [Hall (1994)].

La Fig. 1.1 muestra el colapso de un núcleo hueco de hormigón prefabricado que se derrumbó como resultado de los movimientos impuestos por el terremoto lo que provocó la pérdida de los soportes de las unidades de piso prefabricado.



Fig. 1.1. Colapso de piso del núcleo hueco de concreto prefabricado (Terremoto de Northridge 1994).

1.3. Planteamiento del Problema

Un aspecto del comportamiento del diafragma no explicado en los códigos y no entendido claramente es la relación entre las Fuerzas Laterales utilizadas para diseñar los Elementos Resistentes a Fuerzas Laterales y las Fuerzas de Diseño que pueden experimentar los diafragmas de piso durante un evento sísmico.

El diseño sísmico de las estructuras se ha basado durante mucho tiempo en una aproximación de la respuesta inelástica del sistema sismorresistente a fuerzas Laterales. Por el contrario, los requisitos de diseño para los elementos horizontales o diafragmas se han establecido por consideraciones empíricas, considerando la acción inelástica de los elementos resistentes. Para varios tipos de diafragma, este enfoque empírico ha sido generalmente satisfactorio. Sin embargo, el enfoque requiere que los diafragmas tengan suficiente resistencia y ductilidad para permanecer elásticos, a fin de inducir el comportamiento inelástico de los elementos verticales. Por esta razón varios investigadores han promovido el uso de factores de sobrerresistencia en la determinación de cargas de diseño del diafragma [Nakaki (2000), Rodriguez et al (2002), Fleischman et al (2001)].

Los resultados analíticos de los ensayos experimentales sobre mesas vibratorias en Japón, México y Estados Unidos han demostrado que las fuerzas experimentadas por el diafragma durante un terremoto pueden ser significativamente mayores que las fuerzas laterales provenientes del análisis estructural. El subestimar estas fuerzas puede conducir a un comportamiento de diafragma inelástico [Fleischman et al (1998)].

Rodríguez, Restrepo y Carr. (2002) investigaron la magnitud y la distribución de las aceleraciones absolutas del piso, responsables del desarrollo de las fuerzas de inercia en el diafragma. Ellos notaron que la respuesta inelástica en edificios de varios niveles tiende a causar una importante reducción en la aceleración de piso proporcionada por el primer modo de respuesta, pero tiene mucho menor efecto en los modos más altos. Luego de realizar una serie de análisis no lineales de tiempo-historia, Rodriguez et al concluyeron lo siguiente:

- (1) los códigos de construcción actuales generalmente subestiman la magnitud de las fuerzas de inercia en los diafragmas;
- (2) las aceleraciones del piso no se ven muy afectadas por la demanda de desplazamiento dúctil del sistema;
- (3) la demanda de ductilidad en el sistema afecta principalmente las acciones contribuidas por el primer modo de vibración traslacional.

Para racionalizar los hallazgos de su trabajo de investigación, Rodríguez et al. (2002) propusieron el Método del Primer Modo Reducido (FMR) con el fin de evaluar las fuerzas inerciales para el diseño de diafragmas. El método propuesto establece que la aceleración absoluta del nivel superior, A_n , se obtiene de la raíz cuadrada de los cuadrados de las combinaciones modales en la que solo la aceleración del primer modo de vibración se reduce y la de los modos superiores son dejadas sin reducir. La aceleración A_n , se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_n = \sqrt{\left[\Gamma_1 \Omega_n^1 \frac{S_{a1}}{R_1}\right]^2 + \sum_{q=2}^r [\Gamma_q \Omega_n^q S_{aq}]^2}$$

Donde Γ_q es el factor de participación para el modo “q”; Ω_n^q es la amplitud del modo q en el nivel “n”; S_{aq} es la aceleración espectral correspondiente al modo traslacional “q”; R_1 es el factor de reducción que toma en cuenta el efecto de la ductilidad en el primer modo y la sobrerresistencia de la estructura.

Ellos observaron que las aceleraciones absolutas del piso no se distribuyen de manera similar a las fuerzas laterales para el diseño de los elementos verticales. Por lo tanto, propusieron una versión simplificada para determinar las fuerzas de diseño del diafragma, F_{di} , como se muestra en la siguiente ecuación:

$$F_{di} = \lambda C_{di} w_{di}$$

donde el factor λ toma en cuenta el peligro sísmico del área y la importancia de la estructura y C_{di} y w_{di} son el coeficiente de diseño sísmico del diafragma y el peso sísmico del diafragma, respectivamente. Dichos planteamientos se traducen en el método presentado en la Sección 12.10.3 del ASCE 7-16.

En las Fig. 1.2 y 1.3 se muestran los resultados de los ensayos realizados sobre mesas vibratorias a varios tipos estructuras, donde se establece una comparación entre la aceleración de piso y la aceleración predicha por el Método del Primer Modo Reducido. En dichos ensayos, los resultados demostraron que los coeficientes propuestos en Método son satisfactorios.

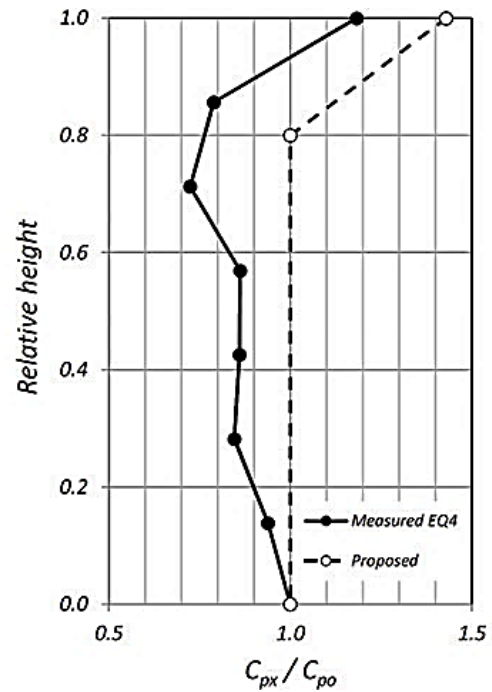
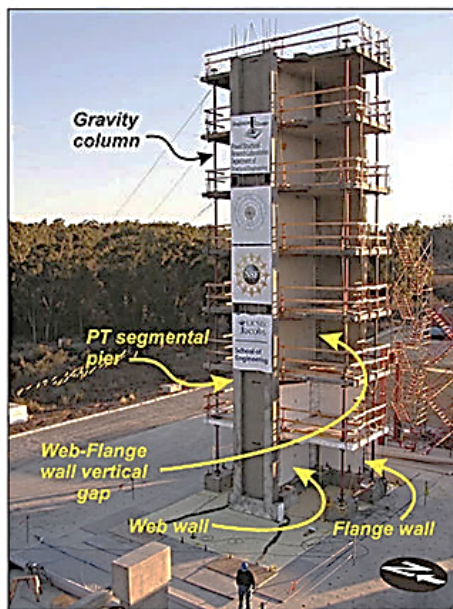


Fig. 1.2. Ensayo sobre una estructura de 7 niveles a base de muros portantes.
(PhD. S. K. Ghosh, 2016)

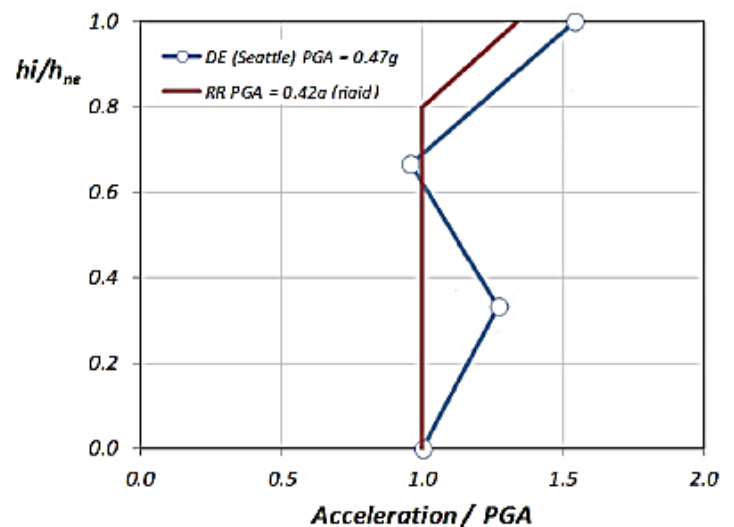


Fig. 1.3. Ensayo sobre una estructura de 3 niveles a base de Concreto Prefabricado.
Fuente: Earthquake Engineering Simulation (NEES).

1.4. Justificación

En la práctica del diseño sismorresistente de edificios es usual que no se revise por sismo la seguridad estructural de sistemas de entrepiso y techo. Diversos eventos sísmicos ocurridos, así como los resultados a pruebas experimentales demuestran que esta práctica debe cambiar.

El ignorar el diseño por sismo de sistemas de piso en edificios, en buena parte se debe a vacíos importantes existentes en la normativa y a la falta de una guía práctica que sirva de apoyo para el diseño de estos elementos. Debido que la normativa nacional (RNC-07), y las normas mínimas para el diseño de concreto estructural (CR-001) y Mampostería (MP-001) tienen vacíos importantes, es que se recurre al uso de las normas extranjeras como los Códigos realizados por el Instituto Americano de Concreto (ACI), el Comité 318 (ACI 318-14), y el comité 530 (ACI 530-11), para el diseño de estructuras de concreto y mampostería respectivamente y la Normativa estándar del ASCE 07-16 para el diseño sísmico de diafragmas horizontales que se establece en la Sección 12.10 de dicha norma.

La presente investigación se limita a la aplicación de la metodología propuesta por la Norma estándar (ASCE 7-16) para el análisis diseño de diafragmas de concreto, el cual se presenta con el diseño de los sistemas de losa densa de concreto reforzado para entrepiso y techo en una estructura de dos niveles de mampostería reforzada, lo cual, tan sólo representa una punta de flecha que podría impulsar el estudio de los diferentes tipos de sistemas estructurales de piso actuando como diafragmas horizontales.

Finalmente, el propósito de esta monografía consiste en resaltar la importancia de analizar y diseñar los sistemas de entrepiso actuando como diafragmas horizontales y que éstos sean capaces de transferir las fuerzas sísmicas a los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales apropiadamente. Se pretende, asimismo, que el material expuesto en esta monografía sea de utilidad para estudiantes y profesionales del análisis y diseño estructural de edificaciones.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General:

- Diseñar el sistema de entrepiso de losa maciza de concreto reforzado actuando como diafragma horizontal en una estructura de dos niveles de mampostería reforzada a base de bloques de concreto.

1.5.2. Objetivos Específicos:

- Presentar un marco conceptual acerca del comportamiento, análisis y requerimientos para el diseño de diafragmas horizontales de concreto reforzado colado en el sitio.
- Realizar el diseño de una estructura de dos niveles de mampostería reforzada empleando un sistema de entrepiso de losa densa de concreto reforzado.
- Aplicar los parámetros de diseño propuestos en el ASCE 07-16 para el diseño de diafragmas horizontales.
- Realizar el modelo tridimensional del edificio de dos niveles de mampostería reforzada y del entrepiso de concreto empleando el software ETABS v17.
- Realizar los modelos analíticos para el análisis de diafragmas en el software SAP2000.

Capítulo 2. Marco Teórico

2.1. Definición de Diafragmas

De acuerdo a la Sección R12.1 del ACI 318-14, los diafragmas son elementos estructurales horizontales o casi horizontales que sirven para transferir fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. Los diafragmas son los sistemas de pisos y cubiertas que amarran los elementos de la edificación entre sí conformando un sistema integral dando apoyo lateral a esos elementos y conectándolos al sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

La Sección 12.2 del ACI 318-14 describe las acciones a las cuales se encuentran sometidos los diafragmas; como se muestran en la Fig. 2.1; (a) Fuerzas en el plano del diafragma debidas a cargas laterales que actúan sobre la edificación. (b) Fuerzas de transferencia en el diafragma. (c) Fuerzas de conexión entre el diafragma y los elementos estructurales verticales y elementos no estructurales. (d) Fuerzas resultantes del arriostramiento de elementos verticales o inclinados de la edificación. (e) Fuerzas fuera del plano del diafragma debidas a cargas gravitacionales u otras cargas aplicadas en la superficie del diafragma. (Moehle, 2010).

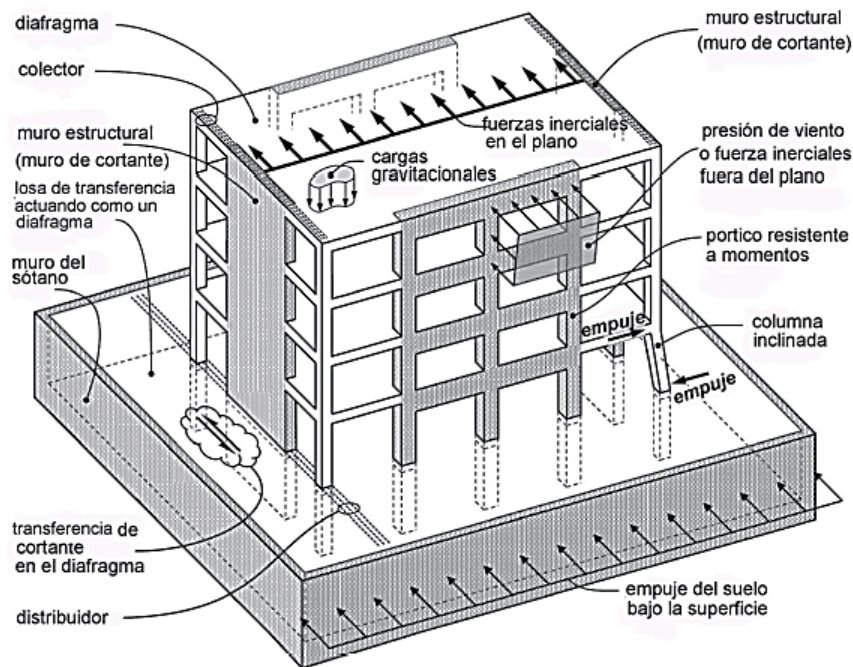


Fig. 2.1. Acciones típicas en el diafragma. (Fuente: ACI 318-14).

Cuando el diafragma se encuentra sometido a cargas laterales, el diafragma actúa esencialmente como una viga I que se extiende horizontalmente entre los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales a los cuales distribuye los esfuerzos en función de la rigidez del diafragma. El alma del diafragma resiste los esfuerzos de cortante y los patines al extremo del diafragma resisten los esfuerzos de Tensión y Compresión tal como se muestra en la Fig. 2.2

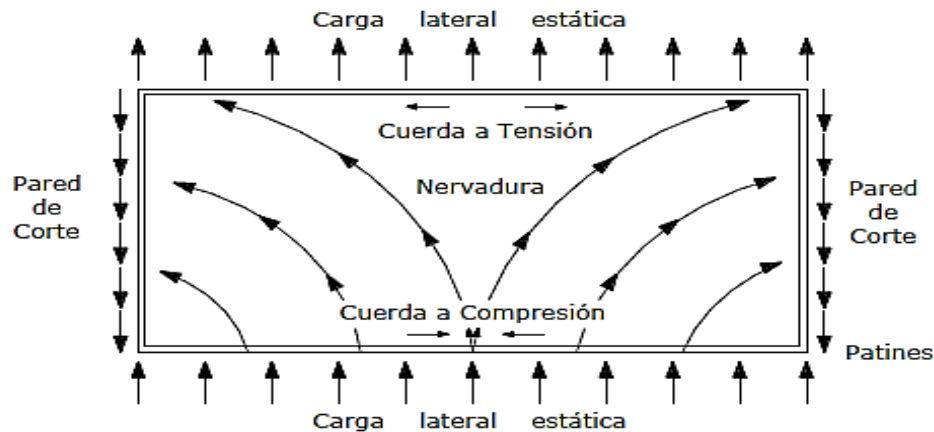


Fig. 2.2. Distribución de esfuerzos en un diafragma. (ANIVIP, 2012.)

2.2. Componentes del Diafragma

Los diafragmas horizontales están conformados principalmente por las cuerdas y los colectores, tal como se muestra en la Fig. 2.3.

2.2.1. Cuerdas:

Son los componentes en los extremos del diafragma que actúan en tensión y compresión. Estas se diseñan de acuerdo a la sección 18.12 del ACI 318-14.

2.2.2. Colectores:

Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden a lo largo de toda la altura del diafragma, se pueden necesitar colectores que reciban el cortante del diafragma y lo transfieran a los elementos verticales. Los colectores pueden estar en forma de vigas o pueden extenderse dentro de la losa. Se diseñan como miembros a compresión sometidos a fuerza axial y flexión usando las disposiciones de la sección 10.5.2 del ACI 318-14.

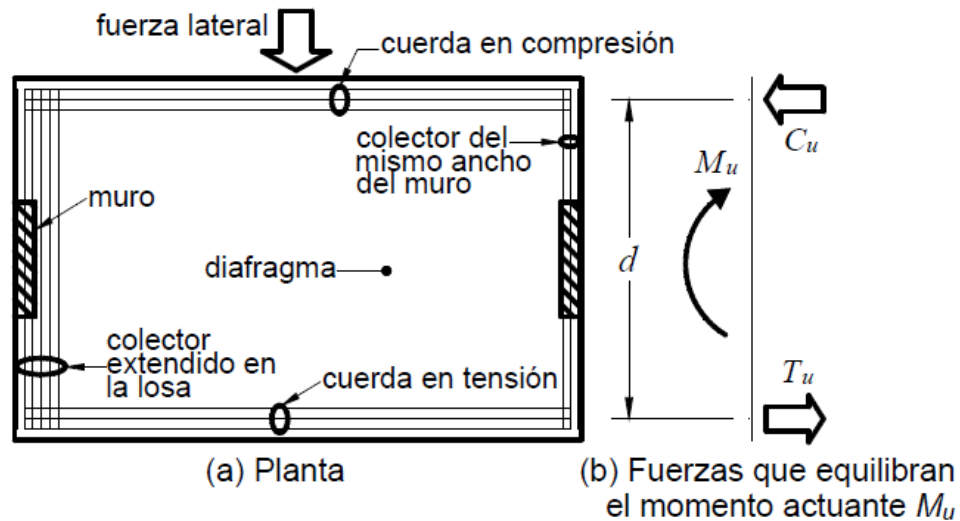


Fig. 2.3. Componentes del Diafragma. (ANIVIP, 2012).

2.3. Clasificación de los Diafragmas Horizontales

Los diafragmas pueden ser contruidos de diferentes materiales tales como: concreto, madera o acero y algunas veces de una combinación de estos materiales. El comportamiento del diafragma determina la distribución de las fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales, por lo tanto, dependiendo del comportamiento del diafragma, éstos pueden ser clasificados como:

2.3.1. Diafragma rígido.

Se considera que la losa es rígida cuando la deformación en el plano del diafragma es despreciable en comparación con las deformaciones que se producen en el sistema resistente a fuerzas laterales. Cuando el diafragma se comporta como rígido, todas las transferencias de carga se realizan en función de la rigidez de los elementos verticales resistentes. Si las fuerzas horizontales no están aplicadas en el centro de rigidez de los elementos resistentes ocurre una rotación de cuerpo rígido produciendo efectos de torsión, con lo cual se transmiten esfuerzos cortantes adicionales a los elementos resistentes tal como se aprecia en la Fig. 2.4.

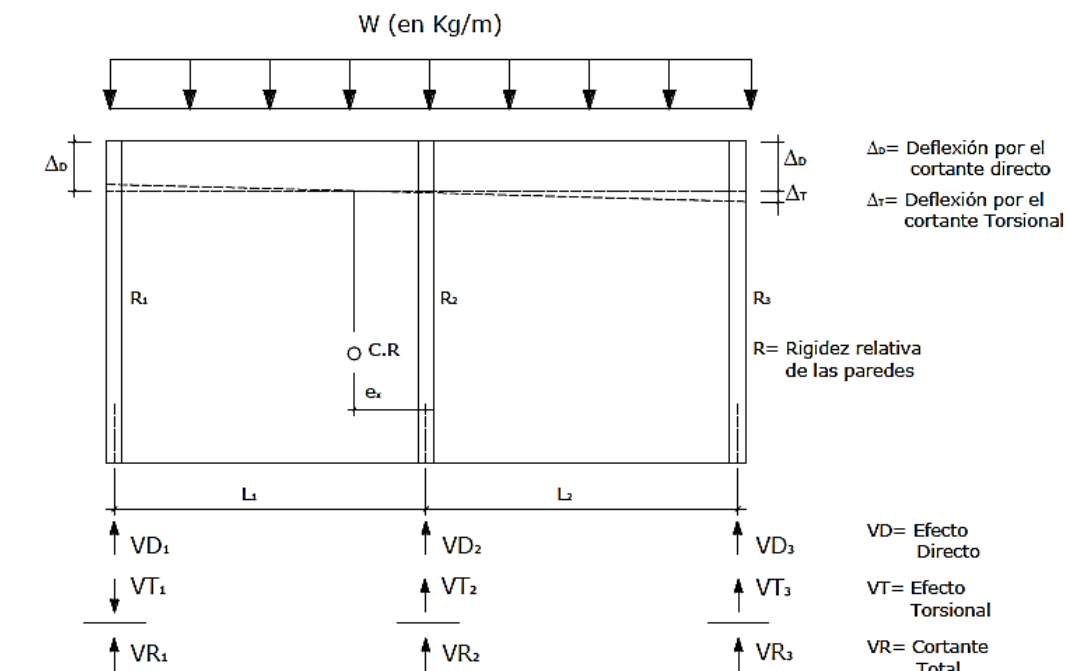


Fig. 2.4. Distribución de Fuerzas Laterales en diafragma rígido.

Se permite idealizar como rígidos los diafragmas de losas de concreto o cubiertas metálicas rellenas de concreto con una relación de aspecto largo- a- ancho de 3 o menos en estructuras que no tienen irregularidades horizontales de acuerdo a la Sección 12.3.1.2 del ASCE 7-16.

Otros manuales establecen otros límites para considerar el diafragma como rígido, como la tabla 5.3.1. del ACI 530-11, la cual se presenta a continuación;

Tabla 2.1. Máxima relación largo-ancho para considerar diafragma rígido

Sistema de Entrepiso	Relación largo-ancho
Losa de concreto densa colada in situ	5:1
Concreto Prefabricado interconectado	4:1
Cubierta metálica rellena de concreto	3:1
Cubierta metálica sin relleno	2:1
Cubierta de tabla yeso colada in situ (techo)	3:1

2.3.2. Diafragma flexible.

Un diafragma es flexible cuando es capaz de desarrollar grandes deformaciones en el plano del Diafragma. Esto quiere decir que la rigidez lateral de los elementos verticales resistentes es mucho mayor en comparación con la rigidez del diafragma, por lo cual puede ser aceptable modelar el diafragma como una viga flexible que se extiende entre apoyos rígidos. Cuando el diafragma es flexible, la transferencia de cargas laterales ocurre en función de áreas tributarias, tal como se muestra en la Fig. 2.5.

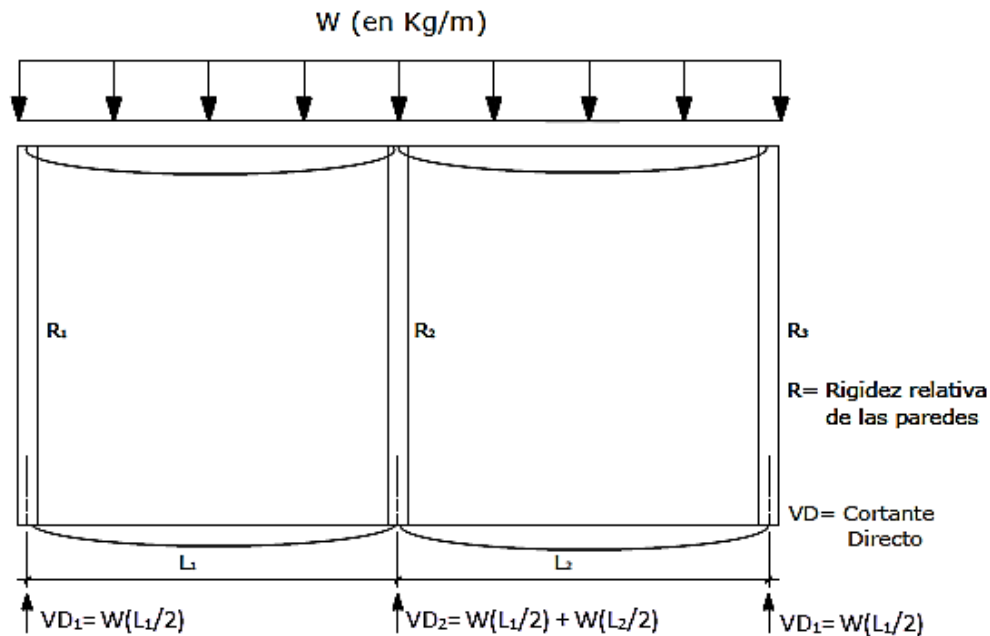


Fig. 2.5. Distribución de Fuerzas Laterales en diafragma flexible.

En la práctica general, Los diafragmas contruidos con sistemas prefabricados o cubierta de acero sin recubrimiento de concreto o paneles estructurales de madera o plywood, se pueden idealizar como flexibles de acuerdo a la Sección 12.3.1.1. del ASCE 7-16. También los diafragmas con grandes vanos, grandes áreas recortadas en las esquinas u otras irregularidades pueden desarrollar deformaciones considerables en el plano del diafragma.

Cuantitativamente tanto el Arto. 7 del RNC-07, como la Sección 12.3.1.3 del ASCE 7-16 establecen la condición para considerar que un diafragma es flexible, si la máxima deflexión lateral en su plano del Diafragma bajo cargas laterales (MDD), es mayor que

2 veces la distorsión promedio de los elementos verticales del sistema sismo resistentes (MDPEV), como se muestra en la Fig. 2.6.

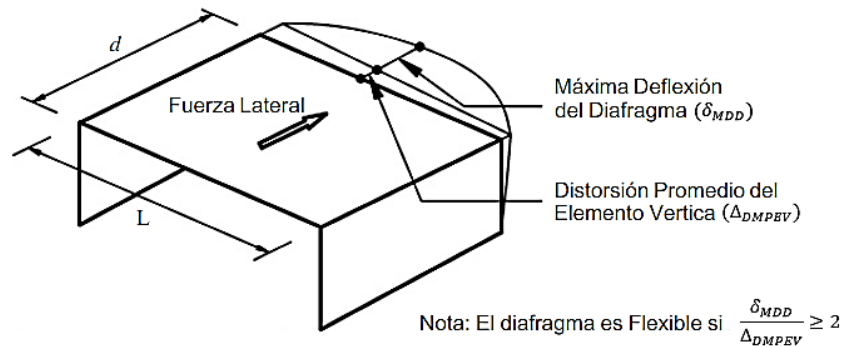


Fig. 2.6. Parámetro de Evaluación flexibilidad del diafragma. (Fuente: RNC-07).

2.3.3. Diafragma semirrígido.

Un diafragma es llamado semirrígido cuando la deflexión del diafragma, y la deflexión de los elementos verticales tienen aproximadamente el mismo valor. Cuando el diafragma no pueda idealizarse como flexible ni como rígido se debe considerar el diafragma como semirrígido y adoptar un modelo analítico que considere la flexibilidad del diafragma en el análisis estructural.

Un caso típico, en que no se puede considerar que el diafragma actúa como rígido o flexible es el que se muestra en la Fig. 2.7, el cual, muestra una estructura estrecha y alargado y además los sistemas resistentes en los extremos son muros de cortante que son demasiado rígido con respecto a los pórticos intermedios, como consecuencia se desarrollan deformaciones en el plano del diafragma que son importantes de considerar.

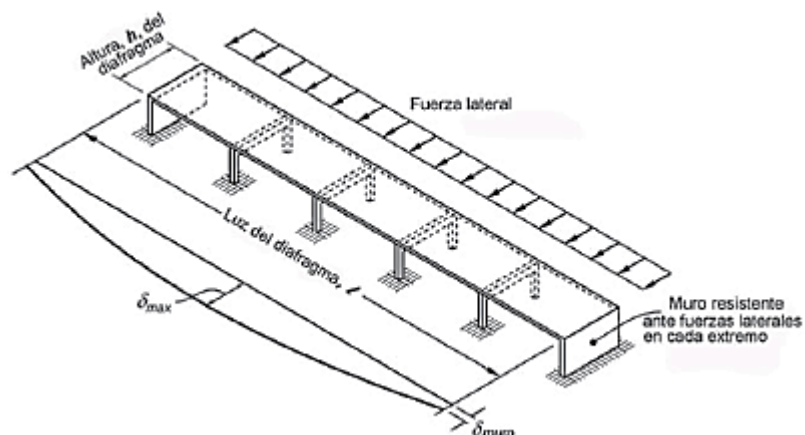


Fig. 2.7. Ejemplo de diafragma semirrígido. (ACI 318-14)

2.4. Métodos de Modelado de Diafragmas

Existen diferentes métodos para la obtención de las demandas del diafragma, en general se permite cualquier conjunto de suposiciones razonables y congruentes para definir la rigidez de los diafragmas. Los momentos, cortantes y fuerzas axiales de diseño actuantes en el plano del diafragma se obtienen empleando cualquiera de los modelos siguientes:

2.4.1. Método de la Viga Horizontal

La analogía de la viga horizontal es un modelo simple típicamente usado para el diseño de diafragmas regulares en planta. Este método consiste en considerar el diafragma como una viga horizontal con profundidad igual a la altura total del diafragma, apoyada sobre los elementos verticales resistentes a cargas horizontales, donde el diafragma funciona como el alma de la viga y resiste las fuerzas de cortante; los elementos de borde sirven como patines para desarrollar el momento resistente debido a las fuerzas de compresión y tracción tal como se ilustra en la Fig. 2.8.

En esta monografía se hace uso de este modelo para la obtención de los esfuerzos internos en el plano del diafragma, los cuales son modelados en el programa de Análisis SAP2000 versión 19.

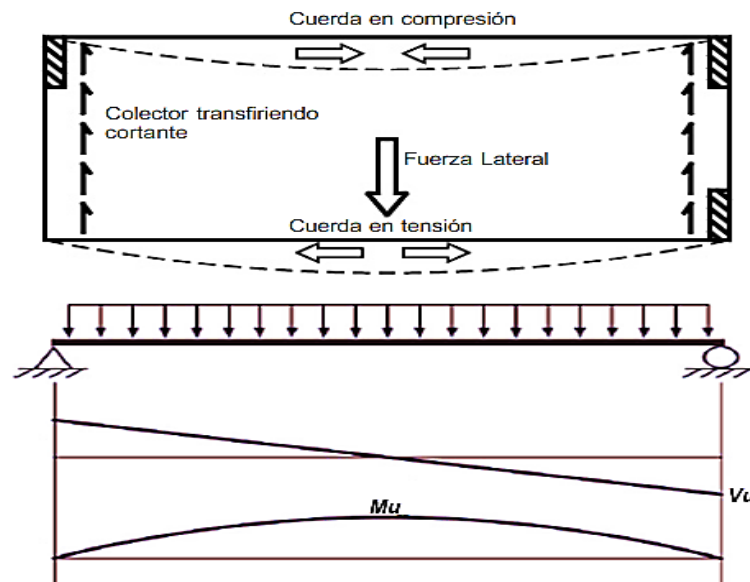


Fig. 2.8. Analogía del diafragma como viga horizontal ante Fuerzas Laterales. (ANIVIP, 2012).

2.4.2. Método Puntal-Tirante

El método del puntal y tirante es el método más completo. Las normas neozelandesas obligan el uso de dicho método para diseñar y detallar la trayectoria de las fuerzas internas para casos de diafragmas irregulares. [Menegotto, 2002].

Este método consiste en una herramienta que permite suponer el flujo de cargas mediante una distribución de fuerzas internas que satisfacen las condiciones de equilibrio; lo que se logra modelando la estructura como una armadura con elementos en compresión denominados “puntales” y elementos en tensión denominados “tirantes” tal como se muestra en la Fig. 2.9. La aplicación de dicho método se escapa de los alcances de la investigación, por lo tanto, se establece solamente como un método de referencia.

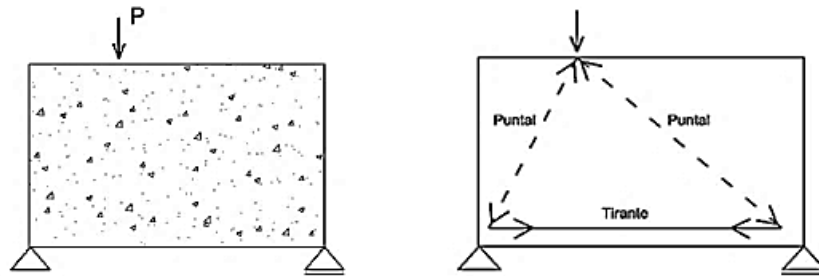


Fig. 2.9. Modelo Puntal – Tirante en una viga sometida a carga puntual P. (ACI 318-14)

2.4.3. Método de Elementos de Finitos (FEM)

Los modelos de elementos finitos son adecuados para cualquier tipo de diafragma, pero son especialmente útiles para diafragmas con forma irregular y diafragmas que resisten grandes fuerzas de transferencia. El método de elementos finitos es una aproximación en la que un elemento continuo se reemplaza por una serie de elementos discretos (Zienkiewicz et. al. 1976), tal como se observa en la Fig. 2.10.

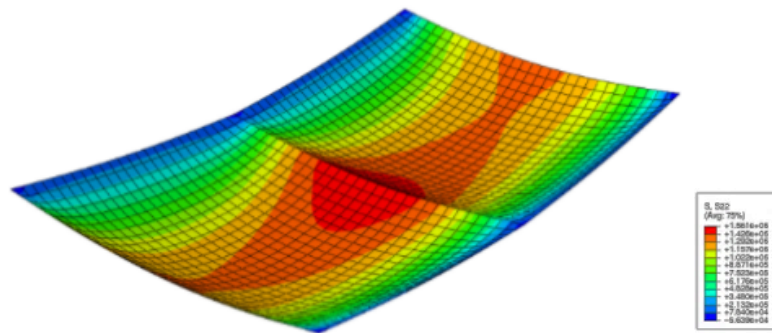


Fig. 2.10. Modelo de Elementos Finitos en una losa apoyado sobre vigas.

El método propone que un número infinito de variables desconocidas, sean sustituidas por un número limitado de elementos de comportamiento bien definido. Esas divisiones pueden tener diferentes formas, tales como triangular, cuadrangular, entre otros, dependiendo del tipo y tamaño del problema. Como el número de elementos es limitado, son llamados “elementos finitos” – palabra que da nombre al método.

Los elementos finitos están conectados entre sí por puntos, que se llaman nodos o puntos nodales. Al conjunto de todos estos ítems – elementos y nodos – se lo denomina malla. La principal desventaja de esta esquematización es que aumentan considerablemente el orden de la solución dinámica de la estructura, debido a esto, la mayoría de estos análisis se llevan a cabo mediante uso de softwares que utilizan el Método de Elementos Finitos (FEM), lo cual permite obtener respuestas aproximadas por este método numérico. La precisión de los Métodos de Elementos Finitos depende de la cantidad de nodos y elementos, del tamaño y de los tipos de elementos de la malla. Por lo tanto, cuanto menor sea el tamaño y mayor el número de elementos en una malla, más precisos serán los resultados del análisis.

Los muros, pisos o coberturas laminares pueden ser modelados con elementos finitos apropiados. Los tipos de elementos que proporciona el programa ETABS son de tipo “Membrana” “Shell” y “Plate”.

En el FEM se considera 6 grados de libertad por cada nodo. Estos son: desplazamientos en x , y , z ; y rotaciones en dichos ejes, lo que rige el orden de la solución del sistema de ecuaciones diferenciales. Para el caso del elemento tipo plate se consideran 3 grados de libertad, los cuales son: desplazamiento en los ejes que contiene el plano x , y , y rotación alrededor del eje z .

Al utilizar el elemento tipo membrana se le ordena al programa que simplemente ésta envíe las cargas a las vigas; es decir, que no participe estructuralmente; en cambio, al utilizar el elemento tipo Shell se le ordena al programa que considere en el análisis estructural la participación de la losa a través de la rigidez de la misma. Por lo tanto, el uso del elemento tipo Shell resulta ser el más apropiado para considerar la rigidez del diafragma en el plano y obtener los resultados deseados.

2.5. Fuerzas en el Diafragma

Las Fuerzas de Diseño de Diafragmas se determinan de acuerdo con la Sección 12.10.1. y 12.10.2 del ASCE 7-16. Los diafragmas de concreto prefabricado asignados a la Categoría de Diseño C, D, E, o F deben ser diseñados de acuerdo a la sección 12.10.3; así como los diafragmas de concreto reforzados colados in situ y los diafragmas de paneles de madera soportados sobre marcos de madera.

2.5.1. Fuerzas de Diseño de Diafragmas

Los diafragmas de piso y techo deben ser diseñados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño provenientes del análisis estructural, pero éstas no deben ser menores que los determinados de acuerdo a la ecuación que sigue:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} w_{px} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$F_{px} \text{ no debe ser menor que } 0.2 S_{DS} I_e w_{px} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$F_{px} \text{ no necesita ser mayor que } 0.4 S_{DS} I_e w_{px} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

2.5.2. Fuerzas de Diseño Sísmico de Diafragmas incluyendo Cuerdas y Colectores

Los diafragmas incluyendo cuerdas y colectores y sus conexiones con los elementos verticales deben ser diseñadas para resistir las fuerzas de diseño sísmico en su plano dadas por la ecuación siguiente;

$$F_{px} = \frac{C_{px}}{R_s} w_{px} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

F_{px} no debe ser menor que;

$$F_{px} \geq 0.2 S_{DS} I_e w_{px} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Los coeficientes de aceleración de diseño en la base, al 80% de la altura y en el último nivel de la estructura, correspondientes a C_{po} , C_{pi} y C_{pn} , respectivamente, deben calcularse usando las ecuaciones de la 2.6 a la 2.9

$$C_{po} = 0.4 S_{DS} I_e w_{px} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

C_{pi} es el máximo valor dado por:

$$C_{pi} = 0.8 C_{po} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$C_{pi} = 0.9 \Gamma_{m1} \Omega_o C_s \quad (\text{Ec. 2.8})$$

$$C_{pn} = \sqrt{(\Gamma_{m1} \Omega_o C_s)^2 + (\Gamma_{m2} C_{s2})^2} \geq C_{pi} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Donde C_s es el coeficiente de respuesta sísmica determinado de acuerdo con la Sección 12.8 o 12.9 del ASCE 7-16

C_{s2} es el valor más pequeño calculado a partir de las ecuaciones siguientes

$$C_{s2} = (0.15N + 0.25) I_e S_{DS} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$C_{s2} = I_e S_{DS} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

$$C_{s2} = \frac{I_e S_{DS}}{0.03(N - 1)}, \quad \text{para } N \geq 2 \quad (\text{Ec. 2.12a})$$

$$C_{s2} = 0, \quad \text{para } N = 1 \quad (\text{Ec. 2.12b})$$

Γ_{m1} y Γ_{m2} son los factores de contribución modal del primer modo y de los modos superiores

$$\Gamma_{m1} = 1 + 0.5 z_s \left(1 - \frac{1}{N}\right) \quad (\text{Ec. 2.13})$$

$$\Gamma_{m2} = 0.9 z_s \left(1 - \frac{1}{N}\right)^2 \quad (\text{Ec. 2.14})$$

El coeficiente modificador de contribución modal z_s depende del sistema resistente a fuerzas sísmicas, los que se especifican en la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Modificador de Coeficiente de Contribución modal, z_s (ASCE 7-16)

Descripción	Valor - z_s
Edificio diseñado con sistema de Marcos Arriostrado Restringidos contra pandeo definido en el ASCE 7-16 Tabla 12.2-1	0.30
Edificio diseñado con sistema de Marcos Resistentes a Momento definido en el ASCE 7-16 Tabla 12.2-1	0.70
Edificio diseñado con sistema Dual definido en el ASCE 7-16 Tabla 12.2-1 con Marcos Resistentes a Momentos Especiales o Intermedios capaces de resistir el 25% de las fuerzas sísmicas prescritas.	0.85
Edificios diseñados con otros sistemas resistentes a fuerzas sísmicas	1.00

El Factor de Reducción de la Fuerza de Diseño del Diafragma, R_s debe ser tomada de acuerdo a la tabla 2.3.

Tabla 2.3. Factor de Reducción de Fuerza de Diseño del Diafragma, R_s (ASCE 7-16)

Sistema del Diafragma		Controlado por Corte ^a	Controlado por Flexión
Concreto vaciado en el sitio diseñado conforme con ASCE 7-16 Sección 14.2 y ACI 318	-	1.5	2
Concreto prefabricado diseñado conforme con ASCE 7-16 Sección 14.2.4 y ACI 318	ED ^{1,b}	0.7	0.7
	BD ^{2,b}	1.0	1.0
	RD ^{3,b}	1.4	1.4
Entablado de madera diseñado conforme con ASCE 7-16 Sección 14.5 y AF&PA (ahora AWC) Provisiones Especiales de Diseño por Viento y por Sismo	-	3.0	NA

¹ ED; diseño Elástico del diafragma de Concreto Prefabricado
² RB; diseño Básico del diafragma de Concreto Prefabricado
³ RB; diseño Reducido del Concreto Prefabricado
^a Diafragmas controlado por corte de acuerdo a lo definido en el ASCE 7-16 Sección 11.2
^b Diseño Elástico, Básico y Reducido están definidos en ASCE 7-16 Sección 14.2.4.

Fuente: Tabla 12.10. ASCE 7-16

La fig. 2.11 representa las distribución de los coeficientes de aceleración de piso para edificios con niveles menores o iguales a dos pisos ($N \leq 2$) y Edificios con niveles mayores a 3 pisos ($N \geq 3$), donde la aceleración de piso aumenta considerablemente en los ultimimos niveles.

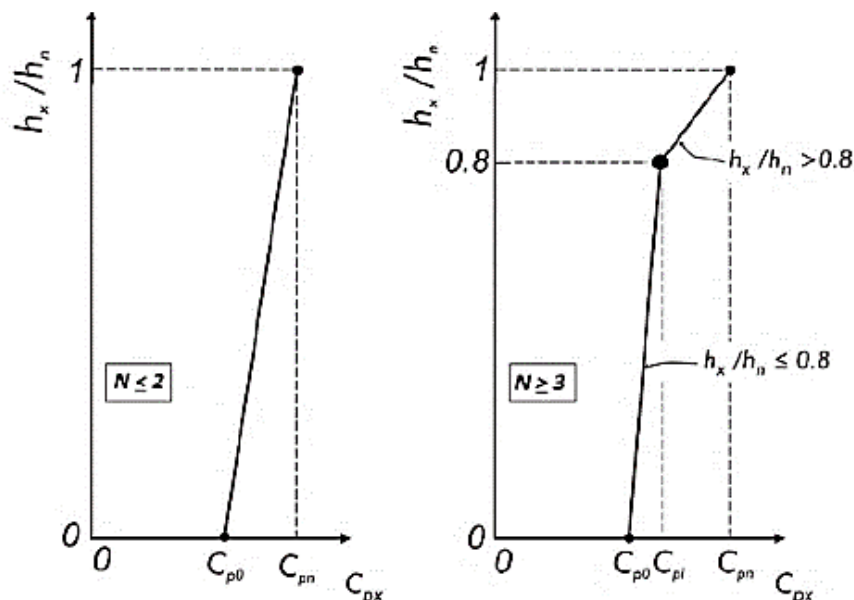


Fig. 2.11. Diagrama de distribución coeficientes de aceleración de diseño. (ASCE 7-16)

2.6. Criterios de Diseño de Diafragmas de Concreto Reforzado

Los diafragmas de concreto deben cumplir con las disposiciones del Capítulo 12 del ACI 318-14 y con la Sección 18.12 que contiene los requisitos específicos para los diafragmas en edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F. Los criterios generales de diseño de diafragmas de concreto construidos completamente en el sitio de acuerdo al ACI 318-14 se describen a continuación;

- Los diafragmas deben tener el espesor requerido para la estabilidad, resistencia y rigidez bajo las combinaciones de mayoración de carga, de acuerdo a la Sección 12.3.1.1.
- Los diafragmas deben diseñarse para resistir simultáneamente las fuerzas en el plano y fuera del plano, de acuerdo a la Sección 12.4.1.2 Las resistencias de diseño del diafragma deben cumplir con el Capítulo 22 del ACI 318-14, tomando en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas aplicadas simultáneamente.
- Los diafragmas que forman parte del piso o cubierta deben cumplir con los detalles para losas en dos direcciones de acuerdo con la Sección 8.7.
- La cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe estar de acuerdo con lo indicado en 24.4.
- Las longitudes de desarrollo del refuerzo corrugado deben calcularse de acuerdo con 25.4, a menos que el Capítulo 18 exija mayores longitudes. Los empalmes de refuerzo corrugado deben cumplir con 25.5.
- El recubrimiento de concreto para el refuerzo debe cumplir con 20.6.1.
- El espaciamiento mínimo del refuerzo, s , debe cumplir con 25.2.
- El espaciamiento máximo del refuerzo, s , debe ser el menor entre cinco veces el espesor del diafragma y 45 cm.
- Los diafragmas y porciones de diafragmas deben diseñarse para flexión, de acuerdo con el Capítulo 12. Deben considerarse los efectos de las aberturas.

2.6.1. Diseño por Flexión

Las demandas por flexión en un diafragma considerado como viga, deberán ser resistidas por las cuerdas en tensión y compresión localizadas cerca de los bordes del diafragma. La pareja aproximada de fuerzas de Compresión, C_u , y Fuerzas de Tracción, T_u , se calcula mediante la siguiente expresión;

$$C_u = T_u = \frac{M_u}{d} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

El área de refuerzo requerida por las cuerdas en ambos extremos del diafragma se calcula considerando la resistencia nominal a tracción es $A_s f_y$ considerando un factor de reducción de resistencia por flexión $\phi = 0.9$ de acuerdo a la Sección 12.5.2.1. del ACI 318-14. Despejando se obtiene la expresión siguiente;

$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Se considerará que el esfuerzo cortante en el plano ($v_u = V_u/t d$) es uniforme en todo el peralte del diafragma sí el refuerzo de tensión por flexión se concentra en los bordes del diafragma tal como se ilustra. Fig. 2.12.

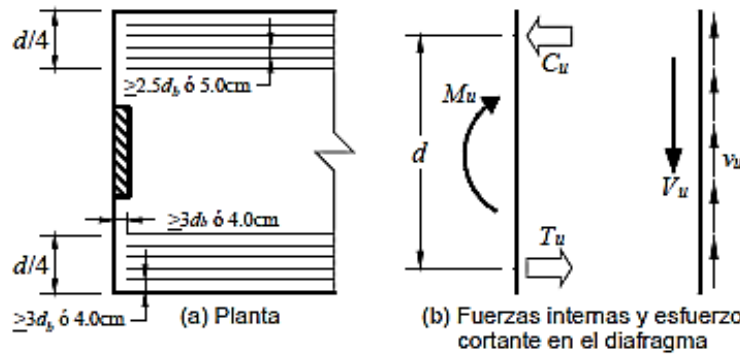


Fig. 2.12. Diagrama de fuerzas internas en el diafragma. (ANIVIP, 2012)

El acero de refuerzo que resiste tracción debido a momento se colocan dentro de $h/4$ del borde en tracción del diafragma, donde h es la altura del diafragma medida en el plano del diafragma, de acuerdo a la Sección 12.5.2.3. del ACI 318-14. Cuando la Altura del diafragma cambia a lo largo del vano, se permite desarrollar refuerzo en los segmentos adyacentes del diafragma que no se encuentran dentro del límite de $h/4$, tal como se muestra en la Fig. 2.13.

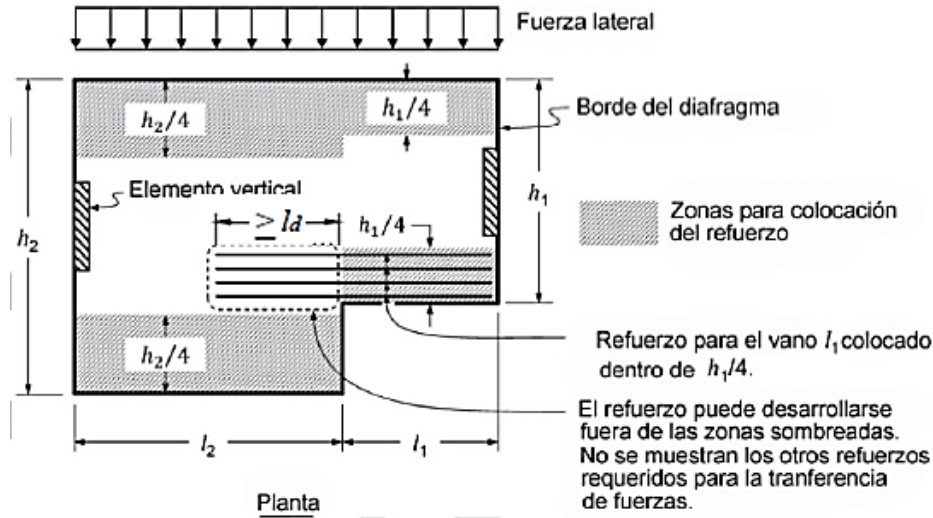


Fig. 2.13. Distribución del Refuerzo dentro del $h/4$. (ACI 318-14).

2.6.2. Diseño por Cortante

Los requerimientos de cortantes en el plano del diafragma se establecen en la Sección 12.5.3, considerando que el flujo del cortante en el diafragma es aproximadamente uniforme en toda la altura del diafragma.

La resistencia a cortante nominal del diafragma se establece en la sección 12.5.3.3. para un diafragma completamente construido en el sitio debe calcularse de acuerdo a la siguiente ecuación;

$$V_n = A_{cv} \left(2 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right) \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Donde el valor $\sqrt{f'_c}$ no debe exceder 100 psi (27 kgf/cm²), A_{cv} es el área bruta del concreto y ρ_t es el refuerzo distribuido orientado de forma paralela al cortante en el plano.

Para un diafragma completamente construido en el sitio, las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse de tal manera que se cumpla con;

$$V_u \leq \Phi 8 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Donde el factor reducción de resistencia, Φ , debe ser 0.75 a menos que un valor menor sea requerido por la 21.2.4 y el valor $\sqrt{f'_c}$ no debe exceder 100 psi (27 kgf/cm²)

2.6.3. Diseño de Colectores

Los colectores deben diseñarse como miembros a tracción / compresión, o ambos, de acuerdo con la Sección 12.5.4.2 del ACI 318-14. Las fuerzas en el colector están determinadas por la distribución de las fuerzas axiales a lo largo del diafragma (Ver Fig. 2.14).

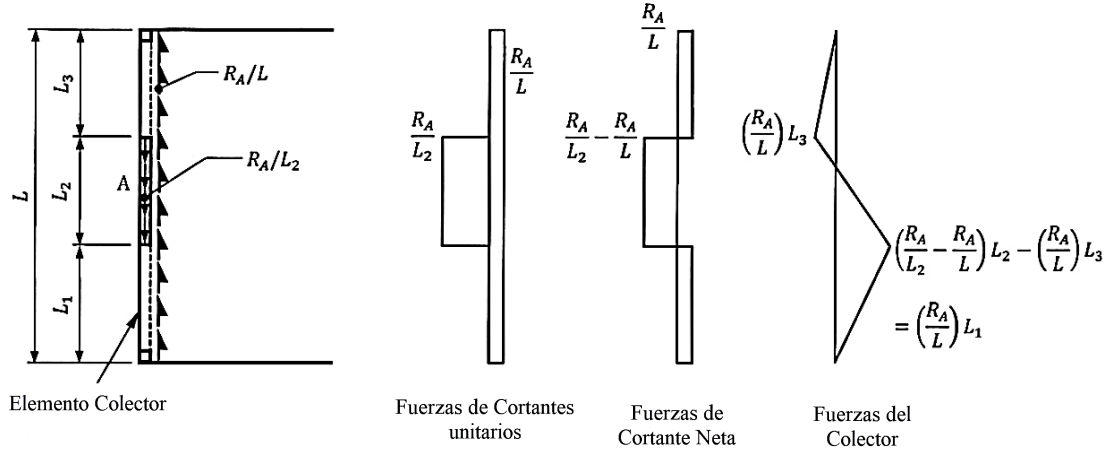


Fig. 2.14. Diagramas de Fuerzas Axiales del colector (Moehle et al, 2010).

Un colector es una región del diafragma que transfiere las fuerzas entre el diafragma y un elemento vertical del sistema resistente a fuerzas laterales acuerdo a la Sección 12.5.4.1. Estos pueden tener el mismo ancho del muro o se puede extender dentro del diafragma; cuando el ancho de un colector se extiende dentro de la losa, el ancho efectivo del colector, b_{eff} , a cada lado del elemento vertical no debe exceder la mitad del ancho de contacto entre el colector y el elemento vertical, como se muestra en la Fig. 2.15.

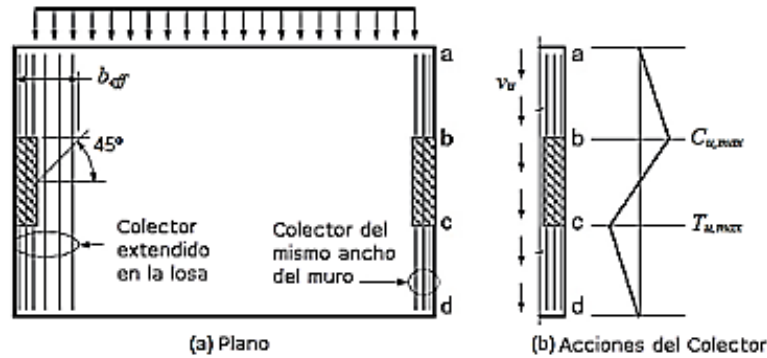


Fig. 2.15. Ancho efectivo del colector distribuido. (Moehle et al, 2010).

Las secciones más anchas que el elemento vertical utilizadas como colectores se conocen como colectores distribuidos, en las cuales sólo una parte de la fuerza del colector se transfiere directamente al elemento vertical (C_D / T_D), y el resto se transfiere mediante cortante por fricción (C_V / T_V) a lo largo del elemento vertical, como se muestra en la Fig. 2.16.

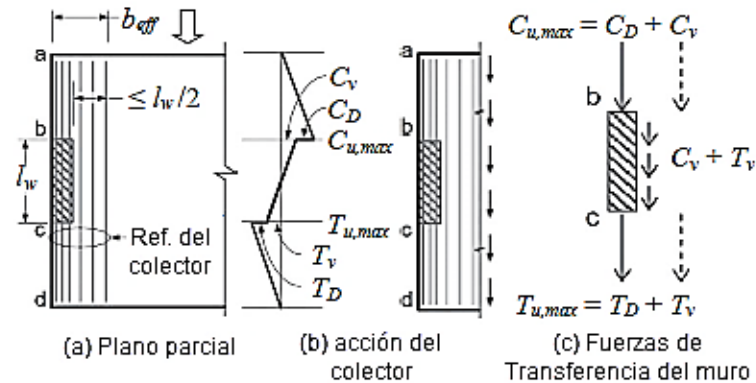


Fig. 2.16. Transferencia de fuerza donde un colector es más ancho que el elemento vertical al que transmite los cortes de diafragma. (Moehle et al, 2010).

La transferencia de fuerza entre el diafragma y elementos verticales ocurre a través del colector y en algunos casos se requiere de refuerzo adicional para transferir el cortante hacia los elementos verticales. En la Fig. 2.17. se muestran los diferentes tipos de refuerzos de transferencia cuando el refuerzo del colector es distribuido. En dicho caso, dos tercios de la fuerza del colector se transfieren directamente a la pared a través del colector y un tercio se transfiere a través del refuerzo de cortante por fricción perpendicular a la cara larga de la pared.

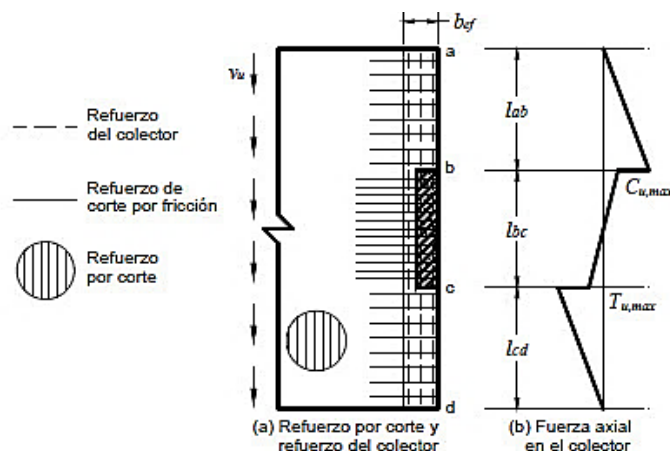


Fig. 2.17. Tipos de Refuerzos del colector. (Moehle et al, 2010).

2.1.1. Conexiones Muro-Diafragma

Además de contar con resistencia a cortante adecuada dentro del plano, un diafragma debe reforzarse para transferir el cortante a través del refuerzo de cortante por fricción o conectores mecánicos entre los colectores y los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. De acuerdo a la Sec. 12.5.3.7, cuando el cortante es transferido a través del concreto se deben aplicar los requisitos de la Secc. 22.9 para cortante por fricción. También se puede requerir de refuerzo adicional para transferir el cortante del diafragma o del colector a los elementos verticales resistentes usando conectores mecánicos o dovelas. La Fig. 2.18 ilustra un detalle común para las dovelas utilizadas para esta finalidad, cuando existen juntas frías tanto arriba como debajo del diafragma (Fig. 2.18-a) y cuando se forma un elemento vertical antes de fundir el diafragma, existe una unión fría en la cara de la pared (Fig. 2.18-b)

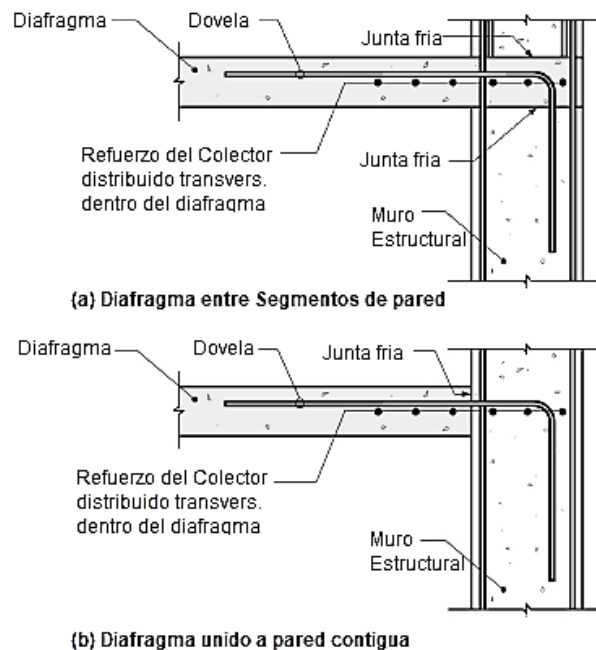


Fig. 2.18. Detalle de Uniones en interfaz Muro-Diafragma. (ACI 318-14).

Todo refuerzo usado para resistir fuerzas de los colectores, cortante en el diafragma o tracción por flexión debe ser desarrollado o empalmado para resistir f_y en tracción, de acuerdo a la Sección 18.12.7.3.

La longitud de desarrollo y empalme por traslape de barras se diseñan de acuerdo con los requisitos del Capítulo 25 para refuerzo en tracción. No se permiten reducciones en las longitudes de desarrollo o de empalme por traslape debidas a esfuerzos calculados menores que f_y , como se indica en 25.4.10.2

Es una práctica común el extender algunos de los refuerzos del colector en toda la longitud del elemento vertical, de modo que las fuerzas del colector puedan transmitirse de manera uniforme a través del refuerzo de cortante por fricción.

2.1.2. Aberturas en diafragmas

Para diafragmas con pequeñas aberturas (de dimensiones menores que tres veces el espesor del diafragma), de manera práctica y sin necesidad de un análisis, se puede colocar refuerzo en ambos lados de la abertura de manera que sea igual al refuerzo interrumpido por la abertura, (Moehle, 2010).

En edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F; los colectores alrededor de una abertura que experimenten esfuerzos axiales que excedan $0.2f'_c$ deben ser diseñados como elementos a compresión y debe proporcionarse refuerzo por confinamiento transversal similar a los estribos cerrados de confinamiento para columnas de acuerdo con la Sección 18.12.7.5, tal como se muestra en la Fig. 2.19. Si dicho estribado dificulta el armado típico de la losa se deberá incrementar el peralte de la losa.

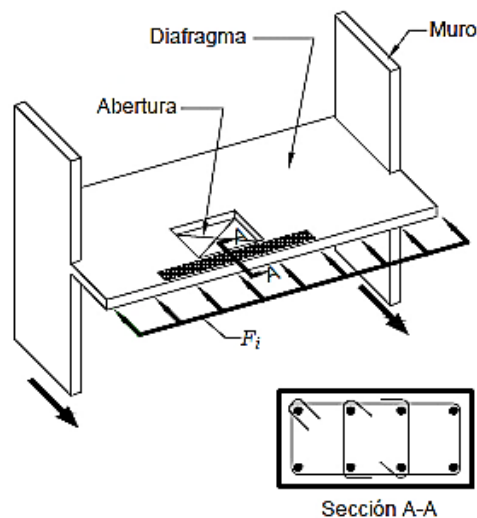


Fig. 2.19. Confinamiento en el puntal alrededor de la abertura. (ACI 318-14).

Capítulo 3. Modelado Estructural

3.1. Generalidades del Programa

De acuerdo a la sección 12.7.3 del ASCE 7-16 se debe construir un modelo matemático de la estructura que represente la geometría y las características globales del edificio, con el propósito de determinar las fuerzas que actúan en los miembros principales y los desplazamientos resultantes de las cargas aplicadas. El modelo debe incluir las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que representen la rigidez y la resistencia de los elementos que conforman la superestructura, de manera que permita predecir la respuesta de la misma.

3.2. Breve descripción del Edificio

El uso del edificio será destinado como sucursal de Comercial California Textil, la cual estará ubicada en la Calle el Comercio en la ciudad de Granada, como se muestra en Anexo i de esta Monografía.

Las características del edificio y la configuración estructural se basan en la propuesta arquitectónica que se presenta en el Anexo ii. Se propone un sistema resistente a fuerzas laterales a base de Muros de Mampostería Reforzada de 20 cm de espesor en ambas direcciones ortogonales, un sistema de losa densa de concreto reforzado para entrepiso y techo de espesores de 20 cm y 15 cm respectivamente, los cuales se modelan con las propiedades correspondientes.

El sistema de cargas asignadas a la estructura que se presentan en esta sección corresponden al de comercio de cargas semipesadas de acuerdo al uso de la estructura.

3.3. Criterios de modelación

Los criterios utilizados para el modelado de la superestructura son los siguientes:

- El modelo 3D representa la distribución espacial y la rigidez de los elementos de la superestructura.
- Los elementos no estructurales de fachada, particiones livianas, escaleras y parapetos se consideran separadas de la superestructura, y se toman en cuenta en el modelo en forma de carga.
- Los sistemas resistentes a fuerzas laterales a base de muros de mampostería reforzada se modelan utilizando elementos tipo “Shell”, lo cual permite que sea analizado por el método elementos finito, de acuerdo a lo planteado en la sección 2.1.2 de esta monografía.
- A los muros se les asigna un espesor mínimo de 20 cm, para muros portantes de más de un nivel de acuerdo al ACI 530-11. Para fines de evaluación de resistencia en el modelo, se utiliza un espesor equivalente del muro determinado el por peso, con respecto a un elemento macizo de igual longitud del muro y con un espesor reducido, de acuerdo al Reglamento de Mampostería de Republica Dominicana (R-027). El factor de modificación de respuesta de rigidez del muro que se toma de conformidad con la tabla 3.1

Tabla 3.1. Relación de espesores de muro equivalente.

Cámaras llenas @	Boque de concreto de 8” (20 cm)	Relación con Muro macizo (20 cm)
0.20 m	0.1930 cm	0.9650
0.40 m	0.1473 cm	0.7365

- Las estructuras con diafragmas que no se clasifican como rígidas o flexibles se modelan como diafragmas semirrígidos incluyendo las características de rigidez del diafragma en el análisis de acuerdo a la Sección 12.9.1.8. del ASCE 7-16. Los diafragmas se definieron como elementos tipo “Shell” en el programa considerando el modelo de elementos finitos de acuerdo a lo planteado en la sección 2.1.2. de esta Monografía.

- Se construyó una malla de elementos finitos con segmentos uniformes y continuos de geometría rectangular; con lo cual se consigue que la losa se apoye sobre las vigas y participe en la respuesta dinámica de la estructura de acuerdo al trabajo realizado por el Ing. Rafael González Machado sobre Uso de Elementos Shell y Membrane en ETABS. Por simplicidad se definió un auto-mesh de segmentos rectangulares y uniformes con dimensiones máximas de 0.5m para la generación de un modelo de Elementos Finito (FEM)
- Se considera la sección agrietada tomando los factores de modificación de respuesta de acuerdo a la tabla 6.6.3.1.1(a) del ACI 318-14, los cuales se muestra a continuación;

Tabla 3.2. Factor de Modificación de Inercia para cada elemento

Elementos	Factor
Losa	0.25
Viga	0.35
Muro de Mampostería	0.70

3.4. Modelo tridimensional de la Estructura

La construcción del modelo numérico tridimensional se llevó a cabo en el programa de Análisis y Diseño de estructuras ETABS versión 17.2.1. En la Fig. 3.1. se muestra una vista panorámica de la estructura analizada.

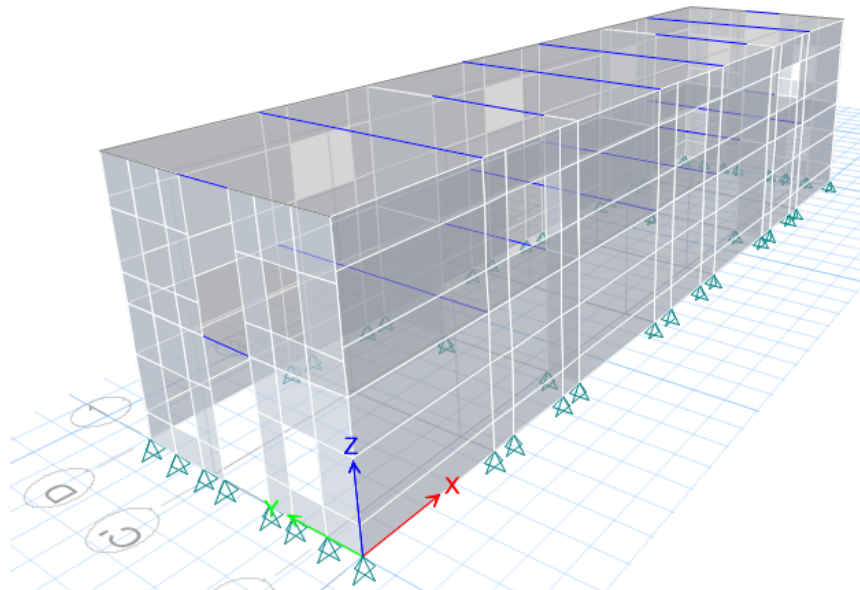


Fig. 3.1. Vista 3D de Estructura modelada en ETABS.

En las Figuras 3.2 y 3.3 se muestran las capturas de imagen de la vista en planta del modelo en ETABS para el Nivel 1 y el Nivel 2 respectivamente.

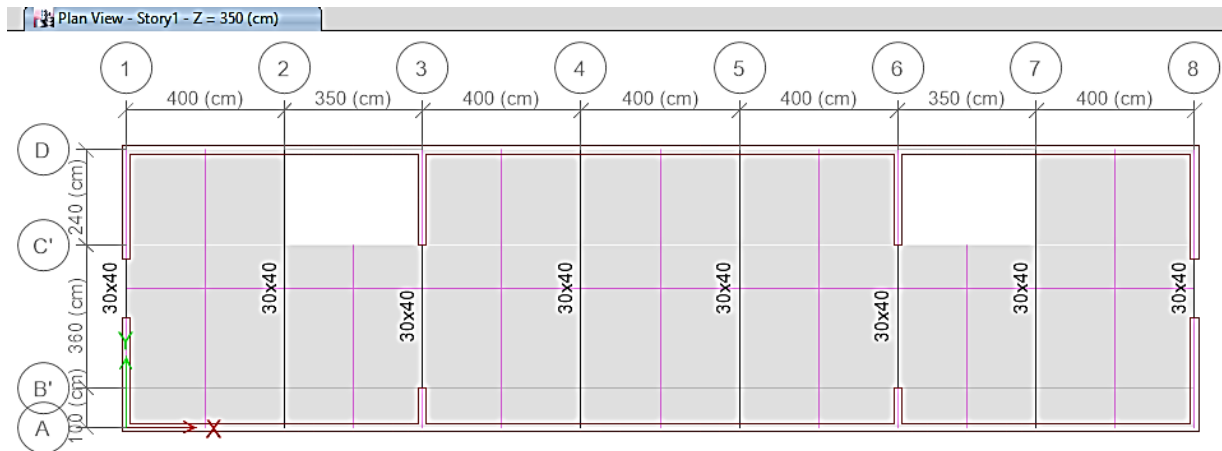


Fig. 3.2. Vista en Planta del Nivel 1 del Edificio

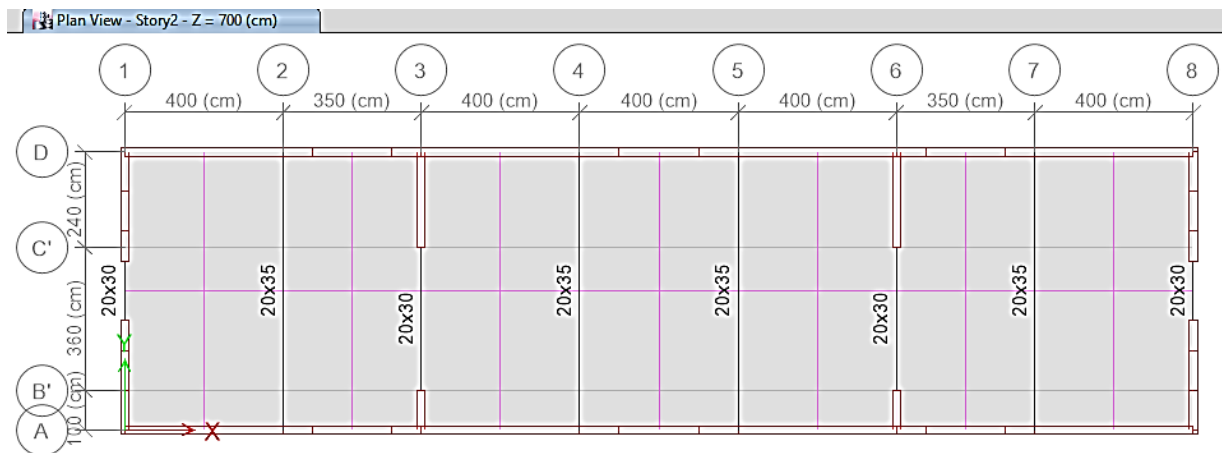


Fig. 3.3. Vista de Planta del Nivel 2 del Edificio

La Figuras, 3.4 y 3.5, se muestran las vistas en Elevación de los Ejes 1 y 8 y los Ejes 3 y 6 respectivamente los cuales presentan los elementos verticales pertenecientes al sistema resistente a fuerzas laterales en la dirección corta. En dicho modelo no se incluye la culata en pendiente del edificio que se presenta en la propuesta arquitectónica, ya que las particiones livianas se representan en el modelo como cargas de parapeto.

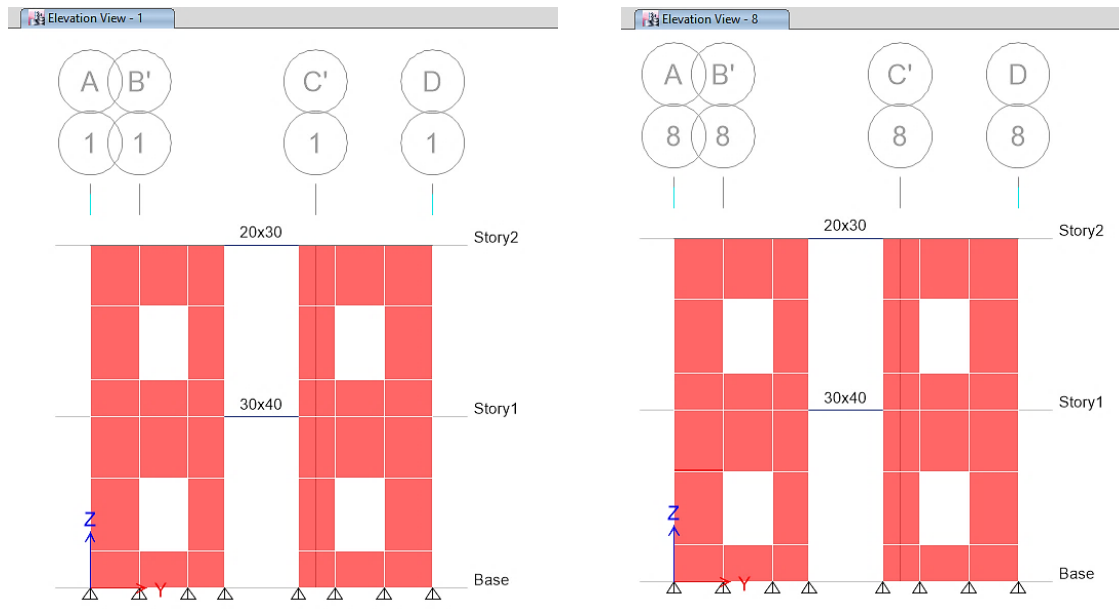


Fig. 3.4. Vista en Elevación del Eje 1 y 8 del Edificio

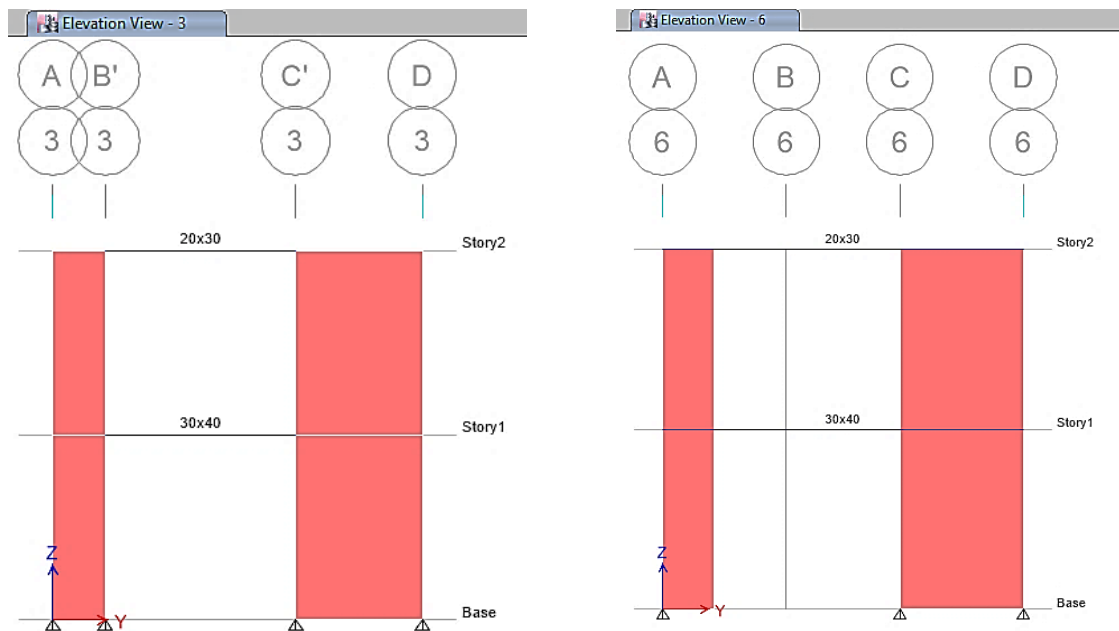


Fig. 3.5. Vista en Elevación del Eje 3 y 6 del Edificio

En las figuras 3.6 y 3.7 se muestran las vistas en Elevación de los Ejes estructurales A y D respectivamente los cuales representan los elementos resistentes en la dirección larga. Dichos muros son continuos en toda su longitud y se consideran como muros acoplados por machotes y vigas de acople.

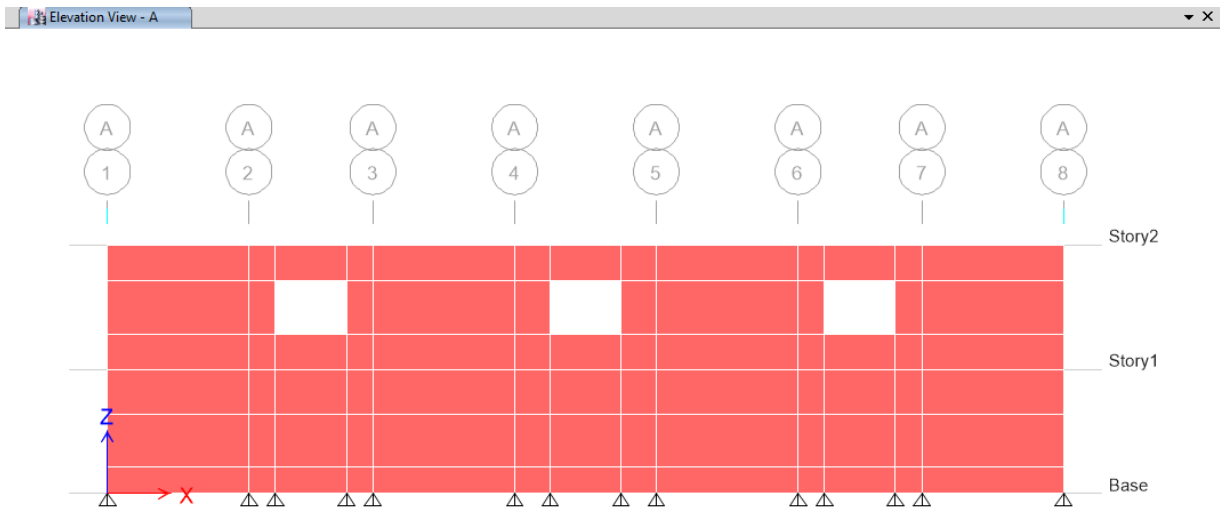


Fig. 3.6. Vista en Elevación del Eje A del Edificio.

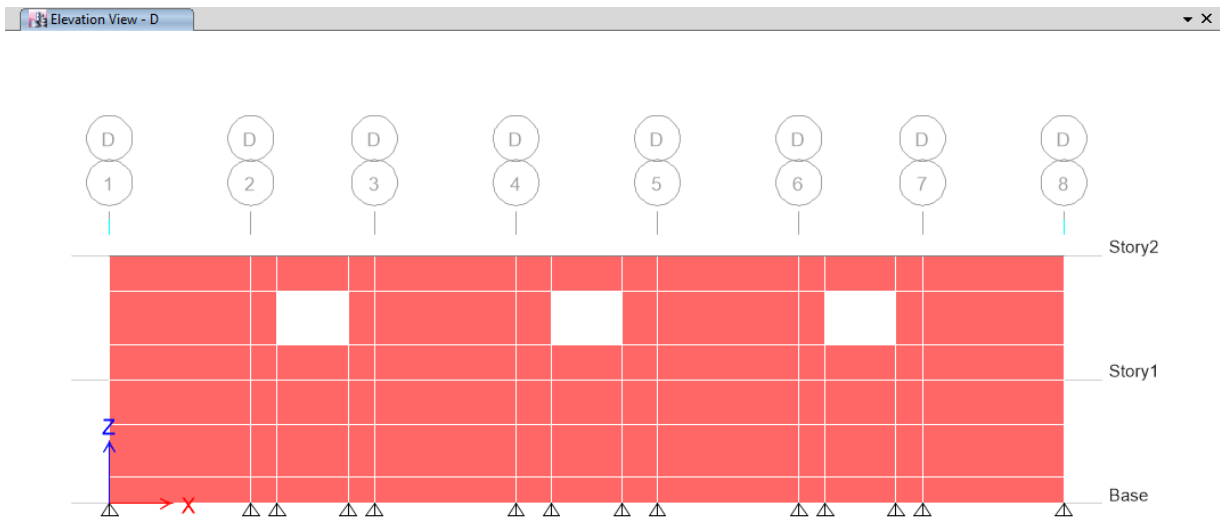


Fig. 3.7. Vista en Elevación del Eje D del Edificio.

3.5. Propiedades de los Materiales

A continuación, se presentan las propiedades de los materiales empleados en el modelo estructural, de acuerdo a las normas correspondientes.

3.5.1. Concreto Estructural

Las propiedades de resistencia para el diseño de elementos de concreto deben cumplir con el Capítulo 19 del ACI 318-14. El Módulo de Elasticidad se calcula mediante la ecuación siguiente;

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c}$$

Tabla 3.3. Resistencia de elementos de concreto

Miembro/referencia	Peso Volumétrico γ (kgf/m ³)	Nominal f'_c (Kg/cm ²)	Nominal E (Kg/cm ²)
Vigas de concreto reforzado	2,400	210	218,819.79
Losas macizas de concreto reforzado	2,400	210	218,819.79

3.5.2. Acero de Refuerzo ASTM A615 Grado 40

Las propiedades de diseño del acero de refuerzo deben seleccionarse de acuerdo con el capítulo 20 del ACI 318-14. El Módulo de Elasticidad del acero tiene el valor siguiente;

$$E_s = 29,000 \text{ Ksi}$$

Tabla 3.4. Resistencia de acero de refuerzo de elemento de concreto reforzado

Referencia	Material	Peso Volumétrico γ (kgf/m ³)	Fy (Ksi)	Fu (Ksi)
Refuerzo longitudinal	ASTM A615 Grado 40	7,850	40	60
Refuerzo transversal	ASTM A615 Grado 40	7,850	40	60

3.5.3. Mampostería Reforzada $f'_m=1200\text{psi}$

Las propiedades para el modelado de la mampostería reforzada están basadas en la Sección 1.4.B.2 del ACI 530.1-11/TMS 602-11/ASCE 6-11 y la Sección 1.8 del ACI 530-11/TMS 402/ASCE 6-11. El Modulo de Elasticidad y de Cortante se obtienen de la sección 5.2 y 5.3 del MP-001.

$$E_m = 900 f'_c$$

$$E_v = 0.4 E_m$$

Tabla 3.5. Propiedades Mecánicas de la mampostería reforzada

Propiedades Mecánicas	Resistencia
Peso Volumétrico de bloque de concreto de 8 in (Kgf/m^3)	1,700 kgf/m^3
Resistencia a la compresión del bloque de mampostería (f'_b):	108.00 kgf/cm^2
Resistencia a la compresión del mortero tipo S (f'_j)	120.00 kgf/cm^2
Resistencia a la compresión de la mampostería reforzada (f'_m):	150.00 kgf/cm^2
Módulo de Elasticidad de la mampostería reforzada (E_m)	94,500.00 kgf/cm^2
Módulo de Cortante de la mampostería Reforzada (E_v)	37,800.00 kgf/cm^2

3.6. Aplicación de Carga

A continuación, se especifican las cargas aplicadas al modelo estructural conforme a los artículos 9 y 10 del RNC-07

3.6.1. Carga Viva (CV)

Tabla 3.6. Cargas Vivas por Nivel

Niveles	Descripción	Peso Unitario kgf/m^2
2	Losa con pendientes menor de 5%	100
1	Comercio de peso Ligero	350

3.6.2. Carga Viva Reducida (CVR)

Tabla 3.7. Cargas Vivas Reducidas por Nivel

Niveles	Descripción	Peso Unitario kgf/m^2
2	Losa con pendientes menor de 5%	40
1	Comercio Ligero	300

3.6.3. Carga Muerta Súper Impuesta (CMSI):

Tabla 3.8. Cargas Muertas Súper Impuestas en el Nivel 2

Niveles	Descripción	Peso Unitario Kgf/m^2
2	Tubos y cables eléctricos	7
2	Lámparas + accesorios	10
2	Cielo falso + estructura	20
2	Impermeabilizante	8
2	Mortero de nivelación (2.5 cm)	55
Total		100

Tabla 3.9. Cargas Muertas Súper Impuestas en el Nivel 1

Niveles	Descripción	Peso Unitario Kgf/m ²
1	Tubos y cables eléctricos	7
1	Lámparas + accesorios	10
1	Cielo falso + estructura	20
1	Ladrillo cerámico	30
1	Mortero de nivelación	55
1	Particiones Livianas	88
Total		210

3.6.4. Cargas de Parapeto (Pa):

La Figura 3.8. muestra las cargas distribuidas aplicadas en la estructura bajo el parámetro de carga de parapeto que se consideran separada de la estructura principal y se consideran como cargas en el modelo estructural;

Tabla 3.10. Cargas de Parapeto distribuidas por nivel

Niveles	Descripción	Peso Distribuido kgf/m ²
1 y 2	Durok (12.7 mm)	15.14

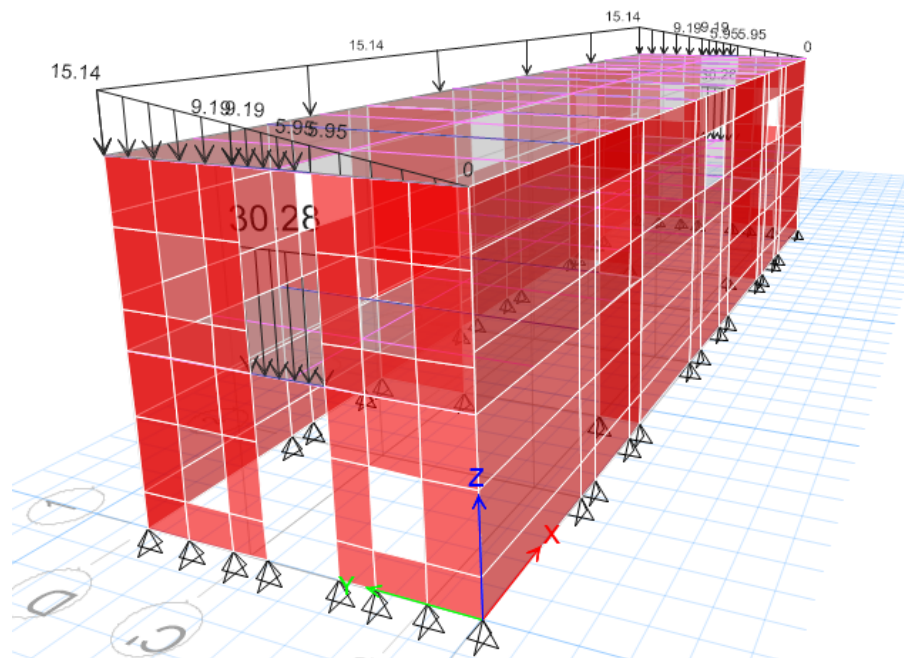


Fig. 3.8. Cargas de Parapeto asignadas a la estructura

3.7. Combinaciones de Cargas

En el modelo se consideraron las combinaciones de cargas que establece el RNC-07 Arto. 15 para Diseño por Método de Resistencia Última y por el Método de Esfuerzos Permisibles. Se consideraron los efectos bidireccionales que establece el Arto 32 inciso f) de este reglamento, en la que los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinan tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto. Para tales efectos se consideraron las combinaciones siguientes que incluyen los efectos sismo, los efectos de viento y presión de suelos no se incluyeron en la presente monografía

3.7.1. Método de Esfuerzos Permisibles

Comb. 1 = CM+CV

3.7.2. Método de Resistencia Última

Comb. 1 = 1.4CM	Comb. 10 = 1.2CM + CV + 0.3SX - 1.0SY
Comb. 2 = 1.2CM + 1.6CV	Comb. 11 = 0.9CM + 1.0SX + 0.3SY
Comb. 3 = 1.2CM + CV + 1.0SX + 0.3SY	Comb. 12 = 0.9CM - 1.0SX + 0.3SY
Comb. 4 = 1.2CM + CV - 1.0SX + 0.3SY	Comb. 13 = 0.9CM - 1.0SX - 0.3SY
Comb. 5 = 1.2CM + CV - 1.0SX - 0.3SY	Comb. 14 = 0.9CM + 1.0SX - 0.3SY
Comb. 6 = 1.2CM + CV + 1.0SX - 0.3SY	Comb. 15 = 0.9CM + 0.3SX + 1.0SY
Comb. 7 = 1.2CM + CV + 0.3SX + 1.0SY	Comb. 16 = 0.9CM - 0.3SX + 1.0SY
Comb. 8 = 1.2CM + CV - 0.3SX + 1.0SY	Comb. 17 = 0.9CM - 0.3SX - 1.0SY
Comb. 9 = 1.2CM + CV - 0.3SX - 1.0SY	Comb. 18 = 0.9CM + 0.3SX - 1.0SY

Donde:

CM: Carga Muerta (Carga muerta superimpuesta + Peso Propio)

CV: Carga Viva

SX: Fuerza lateral de Sismo en la dirección X.

SY: Fuerza lateral de Sismo en la dirección Y.

Capítulo 4. Análisis Estructural

4.1. Análisis Estructural de acuerdo al RNC-07

En esta sección se aplican los parámetros establecidos en el RNC-07 para la clasificación y el análisis sísmico de la estructura. Los parámetros de rigidez, centro de masa, centro de rigidez y periodos de la estructura se extrajeron del modelo de análisis numérico del programa ETABSv17.

4.1.1. Clasificación de la Estructura

Grupos (Arto. 20)

La estructura funcionará como
Por lo tanto, es una

Local Comercial

ESTRUCTURA DE NORMAL IMPORTANCIA (GRUPO B)

Información del edificio

Dimensión larga de la planta, L = 27.00 m
Dimensión corta de la planta, B = 7.00 m
Altura, H = 8.00 m

Nivel	L_x [m]	L_y [m]	A [m ²]	$L_{abert\ x}$ [m]	$L_{abert\ y}$ [m]	$A_{T\ abert}$ [m ²]
2	27.00	7.00	189.00	0.00	0.00	0.00
1	27.00	7.00	189.00	3.50	2.40	16.80

Condiciones de Regularidad (Arto. 23)

Los parámetros utilizados para evaluar estas condiciones de regularidad tales como; rigidez al corte, resistencia al corte, excentricidad torsional fueron obtenidos de los resultados del programa ETABS.

¿Cumple?

X

Y

1- Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos, además sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio



2- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5

H/B = 1.14

Cumple



3- La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5

L/B = 3.86

¡No Cumple!



4- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.



Nivel	$L_{entr\ x}$ [m]	$L_{entr\ y}$ [m]	$\%L_x$	$\%L_y$
2	0.00	0.00	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00
1	0.00	0.00	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00

5- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente



6- No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.



Nivel	$\%L_x$	$\%L_y$	$\%A$
2	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00	<input checked="" type="checkbox"/> 0.00
1	<input checked="" type="checkbox"/> 12.96	<input checked="" type="checkbox"/> 34.29	<input checked="" type="checkbox"/> 8.89

7- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.



Nivel	W_0 [ton]	$\%W$
2	139.65	87.35
1	261.64	

8- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos **resistentes verticales**, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.



Nivel	A_v [m ²]	$\%A$
2	189.00	<input checked="" type="checkbox"/> 100.00
1	189.00	

9- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.



10- La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.



Nivel	V_{xi} [ton]	V_{yi} [ton]	Δx_i [m]	Δy_i [m]
2	72.24	97.90	0.000161	0.002443
1	140.05	189.81	0.000184	0.002032

Nivel	k_{xi} [ton/m]	k_{yi} [ton/m]	$\%k_x$	$\%k_y$
2	448,839.87	40,077.80	41.11	42.91
1	762,108.55	93,392.03		

11- La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.



12- En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.



Nivel	x_{CM} [m]	y_{CM} [m]	x_{CR} [m]	y_{CR} [m]
2	13.50	3.51	13.56	3.62
1	13.50	3.29	13.65	3.71

Nivel	e_x [m]	e_y [m]	$\%e_x$	$\%e_y$
2	-0.06	-0.11	0.22	1.57
1	-0.15	-0.42	0.56	6.00

Debido a que no se satisfacen uno o más condiciones de regularidad, la estructura se considera una “**Estructura Irregular**”.

De acuerdo al inciso d) del Arto 23, el factor de Reducción por ductilidad, Q' , se multiplica por 0.9 cuando no se cumpla con uno de las condiciones de regularidad y por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más. Por tanto, los factores de corrección en ambas direcciones ortogonales son las siguientes;

Factor de corrección por irregularidad en X = 0.90

Factor de corrección por irregularidad en Y = 0.80

Factor de comportamiento sísmico (Arto. 21)

$Q =$ (Muro de Mampostería Reforzada)
(Arto. 21. RNC-07)

Factor de reducción por ductilidad (Arto. 21)

$$Q' = \begin{cases} Q, & \text{si se desconoce } T \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1), & \text{si } T \leq T_a \end{cases}$$

Del espectro de diseño para Nicaragua (Arto. 27),

$$T_a = 0.10 \text{ s}$$

$$T_b = 0.60 \text{ s}$$

$$T_c = 2.00 \text{ s}$$

Período de la estructura en cada dirección de análisis

$$T_x = 0.052 \text{ s} \quad (\text{Obtenido del modelo})$$

$$T_y = 0.161 \text{ s} \quad (\text{Obtenido del modelo})$$

Factores considerando periodos en cada dirección de análisis

$$Q_x = 1.26 \quad (T_x < T_a)$$

$$Q_y = 1.50 \quad (T_y > T_a)$$

Factores corregidos por irregularidad

$$Q_x' = 1.13$$

$$Q_y' = 1.20$$

Factor de reducción por sobre resistencia (Arto. 22)

$$\Omega = 2$$

Influencia del suelo y del período del edificio (Arto. 25)

Zona sísmica

Tipo de Suelo

Factor de amplificación por tipo de suelo $S = 1.5$

valor de aceleración del mapa de isoaceleraciones $a_0 = 0.28$

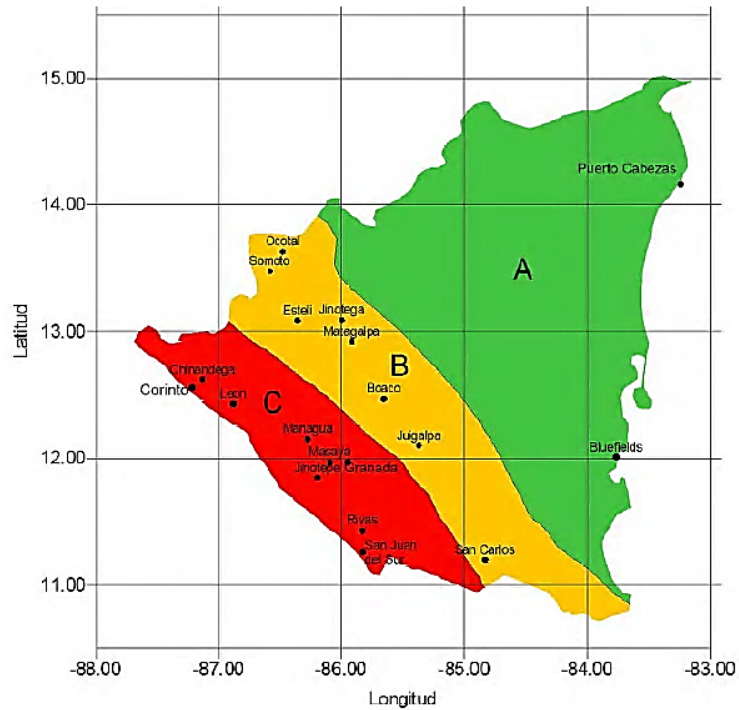


Fig. 4.1. Zonificación Sísmica de Nicaragua (Fig. 2. RNC-07)

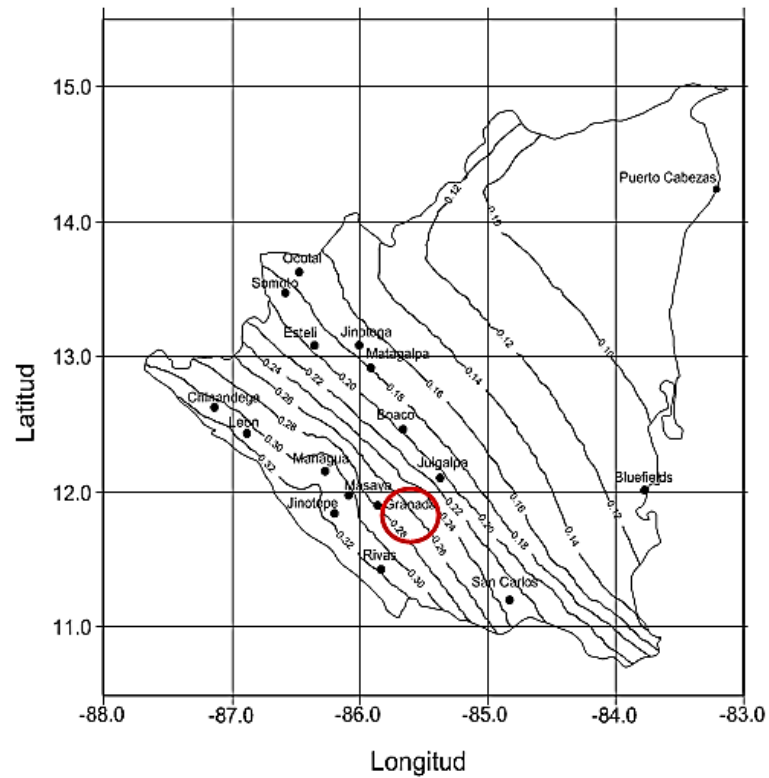


Fig. 4.2. Mapa de Isoaceleraciones de Nicaragua (Anexo C. RNC-07)

4.1.2. Coeficientes de diseño sismo-resistente

Según el Arto. 27, las aceleraciones se deben multiplicar por 1.5 si la estructura pertenece al grupo A. Si pertenece al B o C, se toma sin modificación. Por lo tanto,

$$c = \frac{S(2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega}$$

Pero nunca menor que Sa_0 ,

$$S \cdot a_0 = 0.420$$

Por lo tanto;

$$c_x = 0.500$$

$$c_y = 0.473$$

Cuando el período fundamental de la estructura no se conoce, estos son los valores del coeficiente sísmico a utilizar.

4.1.3. Ordenada Espectral

Cuando el período se conoce, el RNC-07 permite reducir el coeficiente según Arto. 32. Para ello, se adopta como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se establece a continuación;

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right]; & \text{Si } T < T_a \\ Sd; & \text{Si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left[\frac{T_b}{T} \right]; & \text{Si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left[\frac{T_b}{T_c} \right] \left[\frac{T_c}{T} \right]^2; & \text{Si } T > T_b \end{cases}$$

Pero nunca menor que $S \cdot a_0 = 0.420$

$$a_x = 0.791$$

$$a_y = 1.134$$

el coeficiente considerando la aceleración espectral se calcula;

$$c = \frac{a_x}{Q' \cdot \Omega}$$

$$c_x = 0.349$$

$$c_y = 0.473$$

Cabe destacar que cuando no se considera o se desconoce el periodo de la estructura, los valores del coeficiente sísmico a usar pueden sobrevalorar las fuerzas actuantes en una dirección como es el caso actual, ya que el coeficiente sísmico en X disminuyo de 0.5 a 0.349 al considerar el periodo de la estructura.

4.1.4. Espectro de Respuesta

Se define el espectro de respuesta de acuerdo al Arto. 27 del RNC-07 para el análisis dinámico de la estructura que se corre en el Programa de Análisis ETABS v 17. En la Fig. 4.3. se muestra el espectro respuesta elástica de la estructura ubicada en la ciudad de Granada, donde a_0 se selecciona del mapa de isoaceleraciones del anexo C, $d = 2.7 a_0$, $T_a = 0.1$ seg, $T_b = 0.6$ seg, $T_c = 2$ seg y S es el factor de amplificación por tipo de suelo definido en el artículo 23. Los espectros inelásticos de diseño en X y Y se obtiene dividiendo la aceleración espectral entre los factores de ductilidad de la estructura Q_x' y Q_y' , los cuales son definidos de acuerdo al Arto 21.

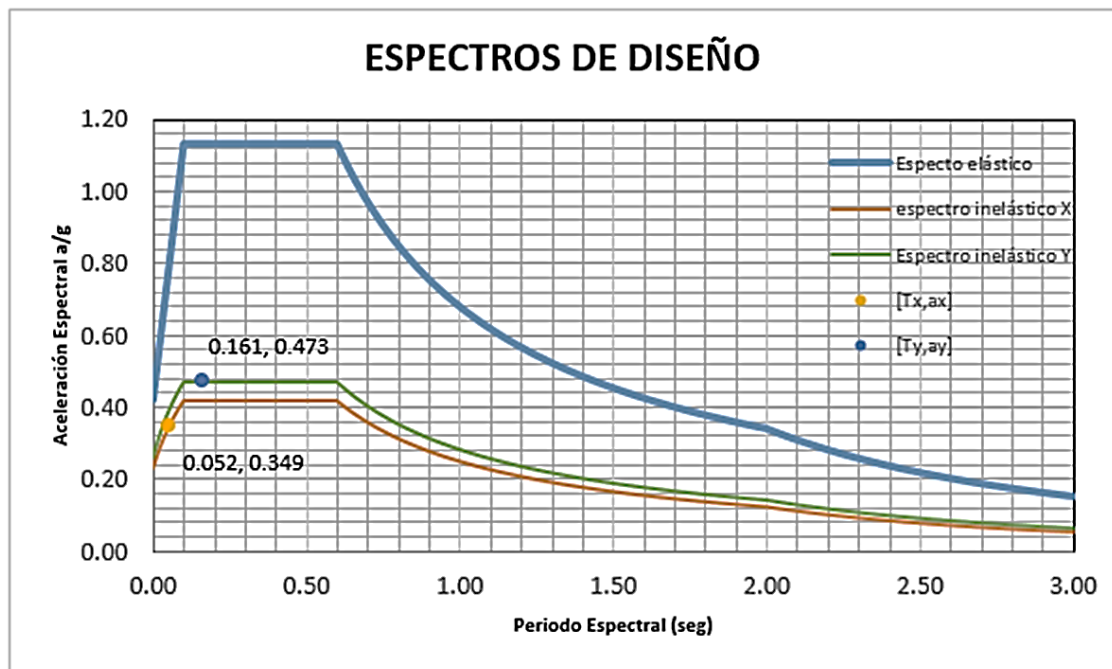


Fig. 4.3. Diagrama de Espectro de Respuesta de la estructura ubicada en Granada

4.1.5. Cortante Basal

De acuerdo a la Sección 26 del RNC-07, El cortante en la base del Edificio se obtiene de multiplicar el coeficiente de diseño sísmico calculado en cada dirección de análisis con el peso total de la estructura, W_0 , según la siguiente expresión;

$$V = c W_0$$

Tabla 4.1. Cortante Basal de la Estructura

Dirección	c	W_0 (tonf)	V_0 (tonf)
X-DIR	0.349	401.2922	140.0064
Y-DIR	0.473	401.2922	189.6105

4.1.6. Fuerzas Laterales Equivalentes

Las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se obtienen de acuerdo Método Estático Equivalente establecido en el arto 32. del RNC-07. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional la altura de la masa en cuestión, de acuerdo

$$F_{si} = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Tabla 4.2. Fuerzas Estáticas Equivalentes en dirección X

Nivel	h_i	W_i	$W_i h_i$	C_x	F_{sx}
	m	(Tonf)	(Tonf-m)		tonf
Nivel 2	7	139.460	976.217	0.349	72.215
Nivel 1	3.5	261.833	916.414	0.349	67.791
SUMA		401.292	1892.631		140.006

Tabla 4.3. Fuerzas Estáticas Equivalentes en dirección Y

Nivel	h_i	W_i	$W_i h_i$	C_y	F_{sy}
	m	(Tonf)	(Tonf-m)		tonf
Nivel 2	7	139.460	976.217	0.473	97.801
Nivel 1	3.5	261.833	916.414	0.473	91.810
SUMA		401.292	1892.631		189.611

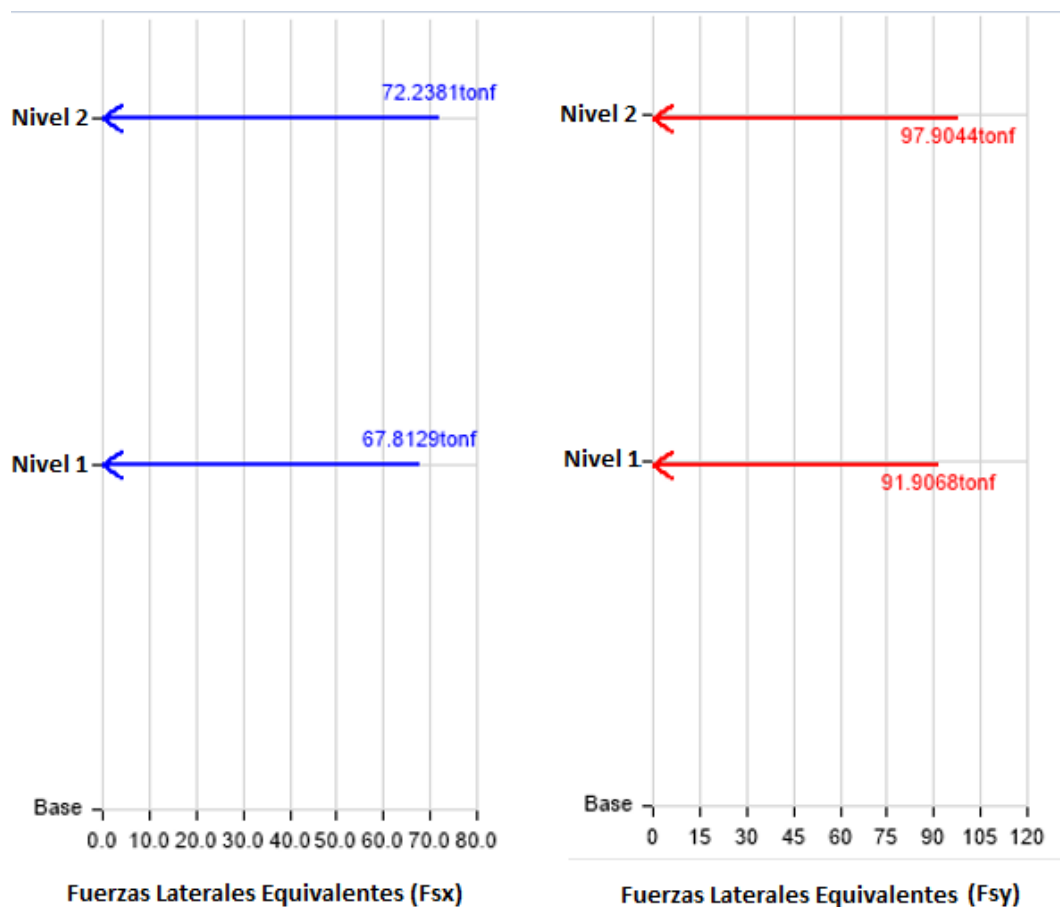


Fig. 4.4. Diagrama de Fuerzas Laterales por Nivel (ETABS)

4.1.7. Reacciones en la base

Se presentan las reacciones en la base para las combinaciones de carga estáticas y dinámicas obtenidos del análisis del programa ETABS. De acuerdo al Arto. 33 inciso A. del RNC-07 las Fuerzas Cortantes en la base, obtenido del análisis dinámico debe ser al menos 80% de las Fuerzas Laterales Equivalentes. En este caso las fuerzas dinámicas representan entre el 91% y el 93% con lo cual se cumple la condición.

Tabla 4.4.Revisión de Reacciones en la Base

Caso de Carga	Fuerzas (Ton)	Relación %
SX	140.051	100%
SY	189.8112	100%
SXD Max	130.9761	93%
SYD Max	160.2911	91%

4.2. Análisis Estructural de acuerdo al ASCE 7-16

En esta sección se presentan los parámetros establecidos según la metodología presentada en la norma Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-16) para la clasificación y el análisis sísmico de la estructura.

4.2.1. Clasificación de la Estructura (ASCE 7-16)

La Ocupación del edificio es de Comercio de peso Ligero que corresponde a una categoría de riesgo intermedio para la vida de las personas.

Tipo de estructura =	<i>Todos los edificios y otras estructuras, excepto aquellos enlistados en la Categoría de Riesgo I, III y IV</i>	
Categoría de Riesgo =	II	(Tabla 1.5-1 ASCE 7-10)
Factor de Importancia I_e =	1	(Tabla 1.5-2 ASCE 7-10)

El tipo de suelo se considera rígido para el caso de estudio seleccionado.

Tipo de Suelo=	<i>Suelo rígido</i>	
Clase de Sitio=	D	(Tabla 20.3-1 ASCE 7-10)

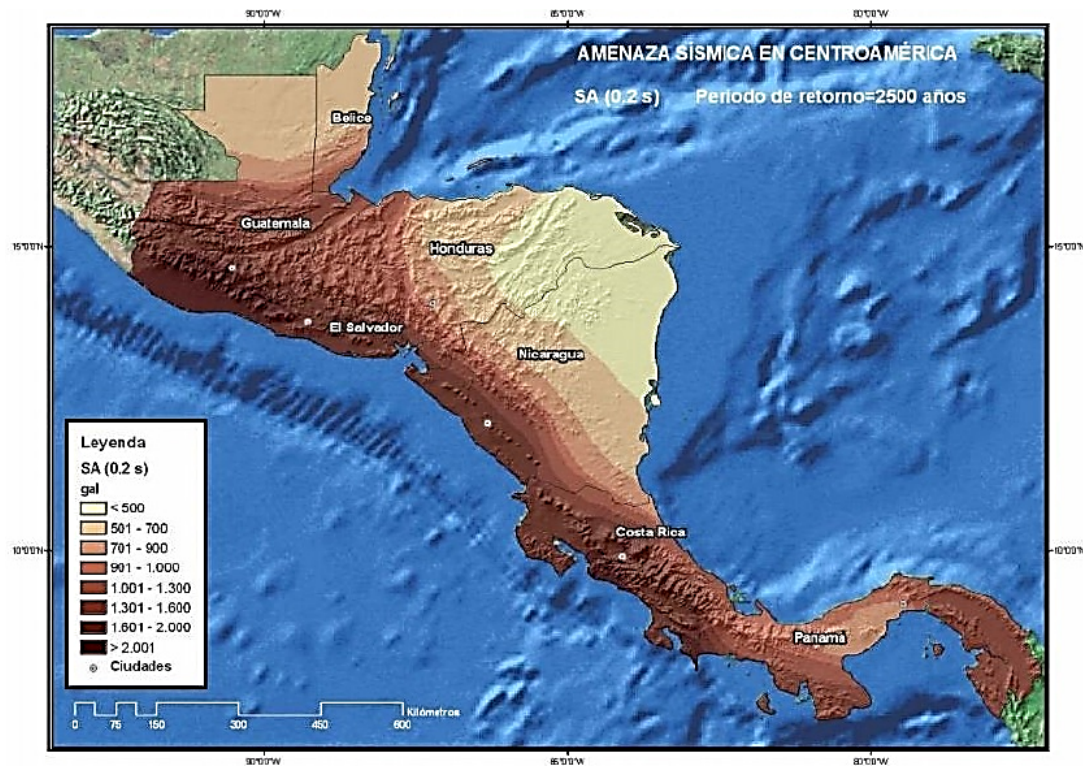
Según las características de terreno presentado los coeficientes del sitio para periodos cortos y largos, F_a y F_v son iguales a 1.0 y 1.85, respectivamente.

4.2.2. Parámetros de Aceleración Espectral

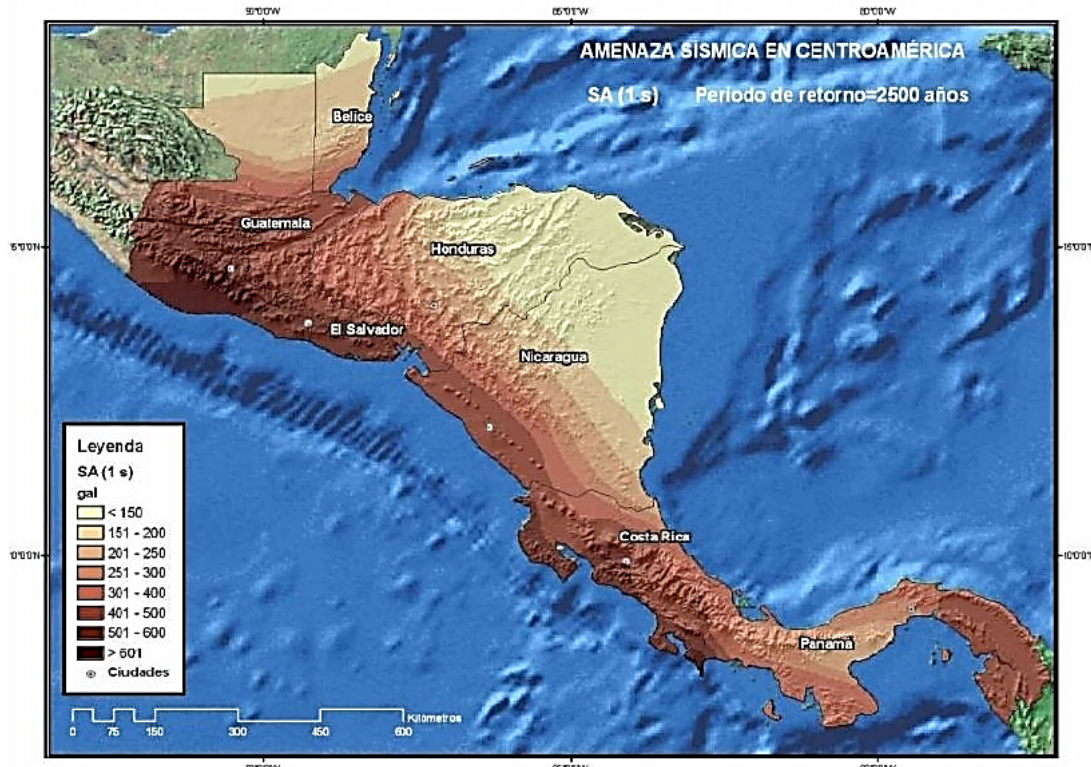
Los parámetros de aceleraciones máximas del terreno para periodos corto (S_s) y para periodos de 1 segundo (S_1), son obtenidas de las Figuras 4.5(a) y 4.5(b) del Informe Regional Centroamericano de Amenazas Sísmicas (RESIS II), teniendo en cuenta que la estructura se encuentra localizada en la ciudad de Granada. Por interpolación lineal, se obtuvo lo siguiente;

$$S_s = \frac{S_A(2s)}{g} = \frac{1750 \text{ cm/s}^2}{981 \text{ cm/s}^2} = 1.784$$

$$S_1 = \frac{S_A(1s)}{g} = \frac{440 \text{ cm/s}^2}{981 \text{ cm/s}^2} = 0.449$$



SA(2s)



SA(1s)

Fig. 4.5. Mapas de amenaza sísmica en América Central para PR=2500 años (Informe de Riesgo Sísmico de la Región de Centro América. (RESIS II).

Las aceleraciones de la respuesta espectral del MCE para periodos cortos (S_{MS}) y para periodos más largos (S_{M1}) se obtienen de producto de los coeficientes de sitio correspondientes con los parámetros de aceleración máxima del terreno como se presenta a continuación;

$$S_{MS} = F_a S_s = 1.0 \times 1.78 = 1.78$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 1.85 \times 0.45 = 0.83$$

se calcularon los parámetros de aceleración del espectro de diseño, SDS y $SD1$ se calculan a continuación

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1.73 = 1.19$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0.83 = 0.55$$

4.2.3. Categoría de Diseño Sísmico

Según la Sección 11.6 del ASCE 7.16, a cada edificio y estructura se le debe asignar la Categoría de Diseño Sísmico más severa según la Tabla 11.6.1. o la Tabla 11.6.2. La Categoría de Diseño Sísmico correspondiente con la estructura en cuestión.

$$S_{DC} = D$$

4.2.4. Sistema Estructural

De acuerdo a la sección 12.2. del ASCE 7-16. los Muros Portantes de Mampostería Reforzada se categorizar en muros especiales, muros intermedios y muros ordinarios. De estos se han seleccionado un sistema estructural a base de muros intermedios debido a Granada presenta una sismicidad es moderada.

En la tabla 12.2-1 del Manual se presentan los coeficientes de modificación de respuesta (R), el factor de sobrerresistencia (Ω_o), y el factor de Amplificación de deflexión (C_d), de acuerdo a la Tabla 12.2-1 del ASCE 7-16

8. Muros cortantes de mampostería reforzada intermedia

$$R = 3.5$$

$$\Omega_o = 2.5$$

$$C_d = 2.25$$

4.2.5. Coeficiente de respuesta sísmica

El cálculo del coeficiente de respuesta sísmica de la estructura se calcula para el Método de Fuerzas Laterales Equivalentes de acuerdo a la Sección 12.8 del Manual del ASCE 7-16.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1.19}{\left(\frac{3.5}{1.0}\right)} = 0.34$$

El valor de C_s no necesita exceder el mayor de los valores siguientes;

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{Para } T \leq T_L = 2 \text{ seg}$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{Para } T > T_L = 2 \text{ seg}$$

Por lo cual, se calcula en las dos direcciones de análisis

$$C_{sx} = \frac{0.55}{0.052 \left(\frac{3.5}{1.0}\right)} = 2.78$$
$$C_{sy} = \frac{0.55}{0.161 \left(\frac{3.5}{1.0}\right)} = 1.02$$

C_s No debe ser menor que los valores siguientes

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e = 0.066 \geq 0.01 \quad \text{¡Cumple!}$$

$$C_s = 0.5 S_1 / (R/I_e) = 0.045 \quad \text{Cuando } S_1 \geq 0.6g ; \quad \text{¡No Cumple!}$$

Se considera que existe una irregularidad en planta tipo 3 de acuerdo a la Tabla 12.3-1 del ASCE 7-16. Dicha irregularidad corresponde de una discontinuidad del diafragma a causa de las grandes aberturas que resulta más crítica en la dirección transversal. Por lo tanto, se obtiene los coeficientes sísmicos en ambas direcciones tomando en cuenta un factor de amplificación en la dirección Y

$$C_{sx} = A_x C_s = 1.0 \times 0.34 = 0.340$$

$$C_{sy} = A_y C_s = 1.25 \times 0.34 = 0.425$$

4.2.6. Fuerza Cortante Basal

Según la sección 12.8.1 del ASCE 7-16 el cortante sísmico en la base (V) en la dirección dada se determina de acuerdo a la ecuación siguiente;

$$V = C_s W_0$$

Tabla 4.5. Cortante Basal de acuerdo a ASCE 7-16

Dirección de Análisis	C	W ₀ (tonf)	V ₀ (tonf)
X-DIR	0.340	401.29	136.401
Y-DIR	0.425	401.29	170.501

4.2.7. Distribución de Fuerzas Sísmicas

Las Fuerzas Sísmicas Laterales (F_s) en cada nivel de la estructura se determina de acuerdo a la sección 12.8.3 del ASCE 7-16.

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_v = \frac{W_x h_x^k}{\sum W_x h_x^k}$$

Tabla 4.6. Fuerzas Estáticas Equivalentes en dirección X

Niveles	W _x (Tonf)	h _x ^k (m)	W _x h _x ^k (Tonf-m)	C _{vx}	F _x (Tonf)
2	139.46	7	976.22	0.516	70.355
1	261.83	3.5	916.41	0.484	66.045
Total	401.29		1892.63		136.401

Tabla 4.7. Fuerzas Estáticas Equivalentes en dirección Y

Niveles	W _y (Tonf)	h _y ^k (m)	W _y h _y ^k (Tonf-m)	C _{vy}	F _y (Tonf)
2	139.46	7	976.22	0.516	87.944
1	261.83	3.5	916.41	0.484	82.557
Total	401.29		1892.63		170.501

4.2.8. Fuerzas de Diseño de Diafragmas

Los diafragmas de piso y techo deben ser diseñados para resistir las fuerzas sísmicas del análisis estructural pero no deben ser menores a las determinadas de acuerdo a;

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px}$$

por simplicidad se toma el peso tributario del diafragma en el nivel x (w_{px}) igual al peso distribuido por Nivel (w_i) .

Las Fuerzas de Diseño del Diafragma en cada nivel no necesitan exceder;

$$F_{px,max} = 0.4S_{DS}I_e w_{px} = 0.476 w_{px}$$

Ni deben ser menores que;

$$F_{px,min} = 0.2S_{DS}I_e w_{px} = 0.238 w_{px}$$

Se determina Las Fuerzas de Diseño de Diafragmas en las direcciones de análisis longitudinal (XF_{px}) y transversal (YF_{px})

Tabla 4.8. Fuerzas de Diseño de Diafragmas en Dirección X y Y

Niveles	w_{px} (Ton)	F_x (Ton)	F_y (Ton)	F_{px} (ton)	F_{py} (ton)	$F_{px,min}$ (Ton)	$F_{px,max}$ (Ton)
2	139.46	70.36	87.94	70.36	87.94	33.18	66.36
1	261.83	66.05	82.56	89.00	111.25	62.30	124.60
	401.29			159.35	199.19		

Todo diafragma debe ser diseñado para resistir las Fuerzas inerciales determinada por las 12.10-1 del ASCE 7-16. Para todas las fuerzas de transferencia aplicables al diafragma los colectores se deben diseñar bajos las disposiciones del 12.10.2 de dicha normativa.

También la Sección 12.10-3 del ASCE 7 proporciona disposiciones alternativas de diseño para diafragmas incluyendo cuerdas y colectores, las cuales, son requeridos para el diseño de diafragmas prefabricados y son permitidos para diafragmas de concreto reforzado.

De acuerdo a la sección 12.10.3.2. las Fuerzas de Diseño para diafragmas incluyendo, cuerdas, colectores y sus conexiones a los elementos verticales, deben ser diseñadas para resistir las fuerzas de diseño sísmico en el plano dadas por la Ec. 12.10-4

$$F_{px} = \frac{C_{px}}{R_s} w_{px}$$

Las Fuerza F_{px} , no debe ser menor que;

$$F_{px} = 0.2 S_{DS} I_e w_{px} = 0.238 w_{px}$$

Para el Edificio de estudio se toma un valor de **N = 2** por el número de niveles.

El Factor de Reducción de Fuerzas de Diseño para un sistema de diafragma de losa de concreto reforzado colado en el sitio se obtiene de la tabla 12.10-1. Debido al que la losa se considera controlado por Flexión principalmente se toma un factor de **$R_s = 2$**

Los factores de contribución del primer modo y el modo más alto se calculan de acuerdo a la Ec. 12.10-13 y 12.10-14 respectivamente; donde el Factor de Forma modal se toma en función del sistema estructural definido en a tabla 12.2-1 de la norma, siendo para este caso de estudio **$z_s = 1.0$**

$$\Gamma_{m1} = 1 + 0.5 z_s \left(1 - \frac{1}{N}\right) = 1 + 0.5 \times 0.1 \left(1 - \frac{1}{2}\right) = 1.250$$

$$\Gamma_{m2} = 0.9 z_s \left(1 - \frac{1}{N}\right)^2 = 0.9 \times 1.0 \left(1 - \frac{1}{2}\right)^2 = 0.225$$

Los coeficientes de aceleración de diseño para diafragma C_{p0} , C_{pi} y C_{pn} deben ser calculadas para cada nivel de la estructura. A nivel de la base de la estructura el coeficiente de aceleración de diseño del diafragma se calcula por la ecuación 12.10-6

$$C_{p0} = 0.4 S_{DS} I_e = 0.476$$

C_{pi} se determina para estructuras con niveles mayores o iguales a 3 niveles ($N \geq 3$) de acuerdo a la ilustración de la figura 12.10-2. Este debe ser el mayor del valor dado por las ecuaciones 12.10-8 y 12.10-9

$$C_{pi} = 0.8 C_{p0} = 0.8 \times 0.476 = 0.381$$

$$C_{pi} = 0.9\Gamma_{m1}\Omega_0 C_s$$

Donde C_s es el coeficiente de diseño dado para cada dirección de análisis X y Y;

$$C_{pi(Csx)} = 0.9\Gamma_{m1}\Omega_0 C_{sx} = 0.9 \times 1.25 \times 2.5 \times 0.340 = 0.956 ; \text{ (Rige en dirección X)}$$

$$C_{pi(Csy)} = 0.9\Gamma_{m1}\Omega_0 C_{sy} = 0.9 \times 1.25 \times 2.5 \times 0.425 = 1.195, \text{ (Rige en dirección Y)}$$

En el nivel superior de la estructura C_{pn} , se determina por la ecuación 12.10-7 que representa la raíz cuadrada de la sumatoria al cuadrado del aporte del primer modo y del modo superior,

$$C_{pn} = \sqrt{(\Gamma_{m1}\Omega_0 C_s)^2 + (\Gamma_{m2} C_{s2})^2} \geq C_{pi}$$

donde C_{s2} es coeficiente de respuesta sísmica de los modos superiores. Este debe ser el menor de los valores dados por las ecuaciones de la 12.10-10 a la 12.10-12

$$C_{s2} = (0.15N + 0.25)I_e S_{DS} = (0.15 \times 2.0 + 0.25)1.0 \times 1.19 = 0.654 ; \text{ ¡ Rige Menor!}$$

$$C_{s2} = I_e S_{DS} = 1.0 \times 1.19 = 1.19$$

$$C_{s2} = \frac{I_e S_{DS}}{0.03(N-1)} = \frac{1.0 \times 1.19}{0.03(2-1)} = 39.654$$

Calculando el coeficiente C_{pn} para ambas direcciones de análisis se tiene;

$$C_{pn(Csx)} = \sqrt{(1.25 \times 2.5 \times 0.340)^2 + (0.225 \times 0.654)^2} = 1.072 \geq C_{pi}$$

$$C_{pn(Csy)} = \sqrt{(1.25 \times 2.5 \times 0.425)^2 + (0.225 \times 0.654)^2} = 1.336 \geq C_{pi}$$

Las Fuerzas de Diseño Sísmicas de Diseño de Diafragmas se calculan para las direcciones de análisis en X y Y se presentan en la Tabla 4.9

Tabla 4.9. Fuerzas de Diseño de Diafragmas en Dirección X y Y

Niveles	h_x (m)	h_x/h_n (m)	W_{px} (Ton)	C_{px}	F_{px} (ton)	C_{py}	F_{py} (ton)
2	7.00	1.00	139.46	1.072	74.77	1.336	93.15
1	3.50	0.50	261.83	0.774	101.34	0.906	118.59
Base	0.00	0.00		0.476		0.476	
			401.29		176.12		211.74

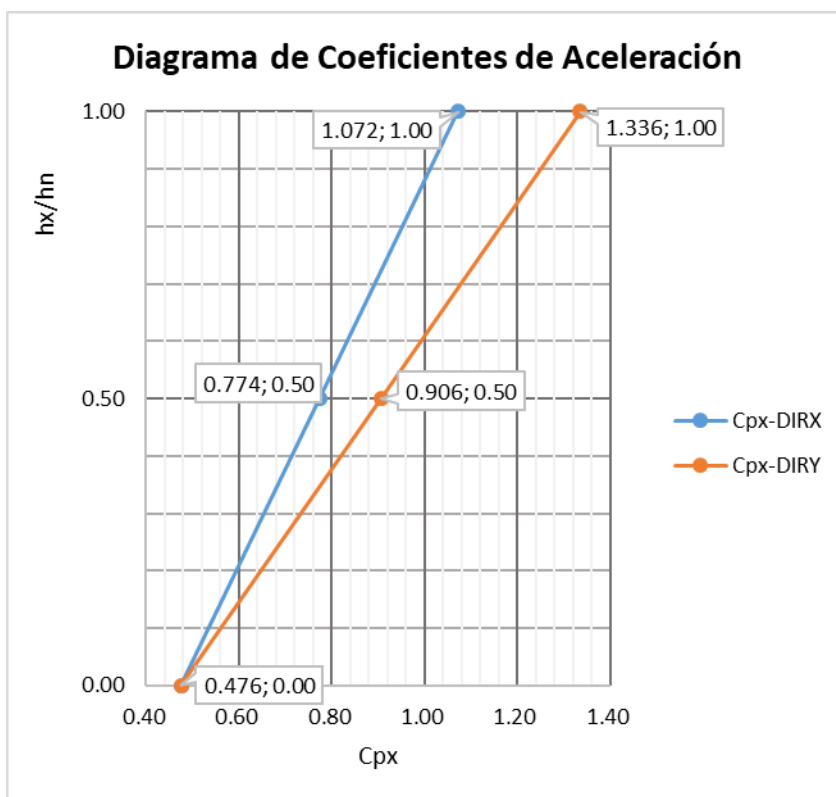


Fig. 4.6. Diagrama de coeficientes de aceleración para diseño de diafragmas.

4.3. Resultados del Análisis.

4.3.1. Análisis Comparativo

En la tabla 4.10, se presenta el resumen comparativo de los parámetros establecidos en el RNC-07 y los parámetros establecidos en el ASCE 7-16 para el análisis estático de la estructura.

La tabla 4.11 muestra una comparación entre las Fuerzas Laterales Equivalentes calculadas de acuerdo al RNC-07 en la sección 4.1.6. y las calculadas de acuerdo al ASCE 7-16 en la sección 4.2.7. La relación de fuerzas es del 97% en la dirección X y 90% en dirección Y.

En la tabla 4.12 se muestran la comparación entre las Fuerzas Laterales de Análisis del ACE 7-16 de acuerdo a las Secciones 12.8, 12.10.1.1. y la 12.10.3.2. las cuales se calculan manualmente en la Sección 4.2.7 y 4.2.8 de esta monografía.

Tabla 4.10. Parámetros de RNC-07 vs. Parámetros ASCE 7-16

Descripción	RNC-07	ASCE 7-16
Ocupación	Comercio Ligero	Comercio Ligero
Factor de Importancia	Grupo B	$I_e = 1.00$
Categoría de Diseño Sísmico		SDC= C
Sistema Resistente a Fuerzas Laterales	Mampostería Reforzada	Muros Intermedios de Mampostería Reforzada
Categoría de Diseño Sísmico	-	$S_{DC} = C$
Factor de ductilidad	$Q = 1.5$	$R = 3.5$
Factor de amplificación de deflexión	-	$C_D = 2.25$
Factor de Reducción por sobrerresistencia	$\Omega = 2$	$\Omega_0 = 2.5$
Factor de irregularidad en dirección X	$f_x = 0.9$	-
Factor de irregularidad en dirección Y	$f_y = 0.8$	-
Factor de amplificación por irregularidad	-	$A_y = 1.25$
Tipo de suelo	$S = 1.5$	D
Periodo Fundamental en dirección X	$T_x = 0.052 \text{ seg}$	$T_x = 0.052 \text{ seg}$
Periodo Fundamental en dirección Y	$T_y = 0.161 \text{ seg}$	$T_y = 0.161 \text{ seg}$
Aceleración máxima del terreno	$a_0 = 0.28$	-
Parámetro de aceleración de diseño para periodos cortos	-	$S_{DS} = 1.19$
Parámetro de aceleración de diseño para 1s	-	$S_{D1} = 0.55$
Coeficiente sismorresistente en dirección X	$c_x = 0.349$	$c_{sx} = 0.340$
Coeficiente sismorresistente en Dirección Y	$c_y = 0.473$	$c_{sy} = 0.425$

Tabla 4.11. Fuerzas Laterales Equivalentes RCN-07 vs. ASCE 7-16

Niveles	Elevación (m)	RNC-07		ASCE 7-16		Relación Porcentual	
		Fsx	Fsy	Fx	Fy	Fx/Fsx	Fy/Fsy
		(Tonf)	(Tonf)	(Tonf)	(Tonf)	%	%
2	7	72.215	97.801	70.355	87.944	97%	90%
1	3.5	67.791	91.81	66.045	82.557	97%	90%
Total		140.006	189.611	136.401	170.501	97%	90%

Tabla 4.12. Fuerzas Laterales de Sismo vs. Fuerzas de Diafragma del ASCE 7-16

Niveles	Elevación (m)	S12.8 ASCE 7-16		S12.10.1.1 ASCE 7-16		S 12.10.3. ASCE 7-16	
		Fx	Fy	Fpx	Fpy	Fpx	Fpy
		(Tonf)	(Tonf)	(Ton)	(Ton)	(ton)	(ton)
2	7	70.355	87.944	66.36	66.36	74.775	93.151
1	3.5	66.045	82.557	89.00	111.25	101.344	118.594
Total		136.401	170.501	155.36	177.61	176.118	211.744

4.3.2. Análisis de Deflexiones

En esta sección se revisa la seguridad de la estructura ante desplazamientos laterales por el estado límite de servicio y el estado límite de colapso de acuerdo con el Arto 34, del RNC-07.

- **Desplazamientos máximos de piso**

Los desplazamientos máximos en ambas direcciones ortogonales X y Y debido a las fuerzas laterales dinámicos F_{sxD} y F_{syD} se obtienen del modelo numérico generado en el programa de análisis ETABS, tomando en cuenta los factores de modificación de Inercia definidos en la Sección 3.3. para los fines del análisis de desplazamientos. En las tablas 4.13. y 4.14 se tabulan los resultados de los desplazamientos máximos en X y Y obtenidos del programa para las fuerzas F_{sxD} y F_{syD} .

Tabla 4.13. Desplazamientos máximos debido a F_{sxD}

Niveles	Elevación	Posición	Δ_x	Δ_y
	cm		cm	Cm
2	700	Top	0.0294	0.0019
1	350	Top	0.0175	0.0014
Base	0	Top	0	0

Tabla 4.14. Desplazamientos máximos debido a F_{syD}

Niveles	Elevación	Posición	Δ_x	Δ_y
	cm		cm	Cm
2	700	Top	0.0063	0.4098
1	350	Top	0.0052	0.177
Base	0	Top	0	0

En las fig. 4.7 y 4.8. se presentan las gráficas de los desplazamientos máximos en ambas direcciones debido a la aplicación de las fuerzas laterales F_{sxD} y F_{syD} obtenidas del programa ETABS. Ya que la rigidez en el Eje Y es menor que el Eje X, esto provoca que al aplicar las cargas laterales este tenga un mayor desplazamiento en Y.

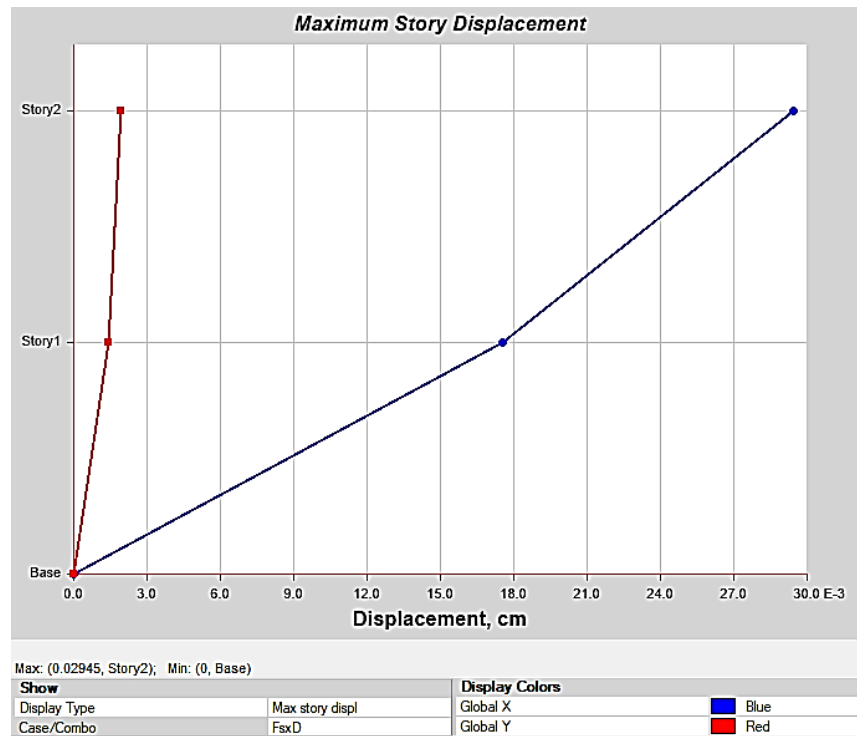


Fig. 4.7. Máximo desplazamiento debido al caso de carga $F_{sx}D$.

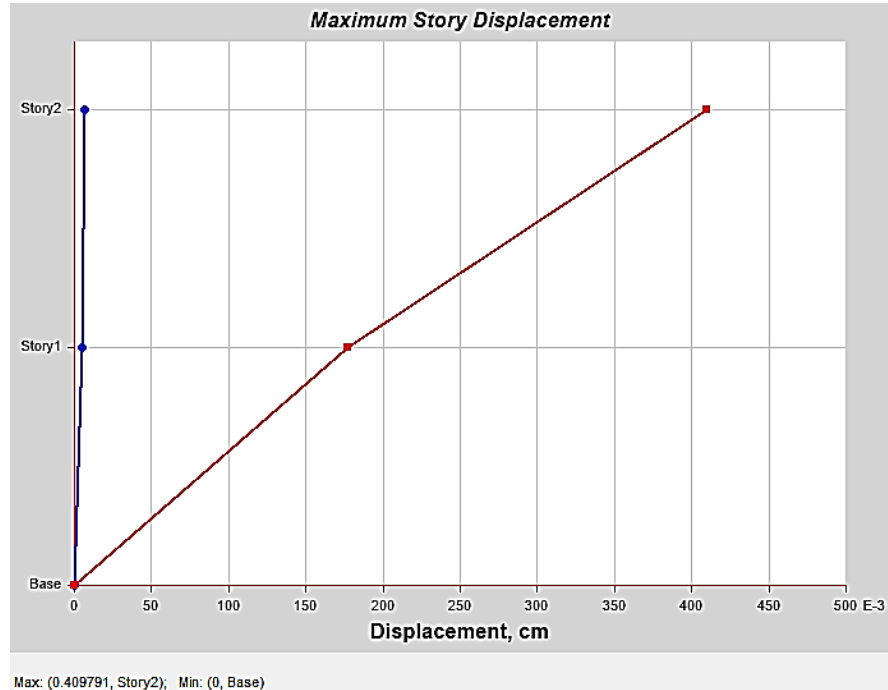


Fig. 4.8. Máximo desplazamiento debido al caso de carga $F_{sy}D$.

- **Cálculo de Derivas (Distorsión de Piso)**

La distorsión o deriva de piso en el nivel i ($\delta_i = \Delta_i / \Delta h_i$) se calcula como la diferencia de las deflexiones en los centros de masa en la parte superior e inferior del nivel en cuestión tal como se muestra a continuación;

Tabla 4.15. Cálculo de Deriva en Dirección X y Y

Nivel	Elevación cm	Δ_x cm	Δ_{xi} cm	δ_{xi}	Δ_y cm	Δ_{yi} cm	δ_{yi}
2	700	0.0294	0.0119	0.000034	0.4098	0.2328	0.000665
1	350	0.0175	0.0175	0.000050	0.177	0.177	0.000506

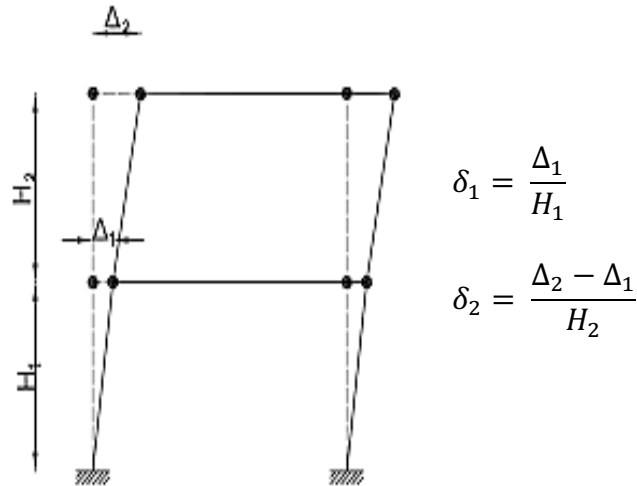


Fig. 4.9. Determinación de Distorsión de Piso (Fuente: ASCE 7-16)

- **Revisión de desplazamiento en estado límite de Servicio**

El cálculo de desplazamientos en el estado límite de servicio se establece en Arto 34 inciso a) del RNC-07. Ya que para el análisis se ha realizado utilizando el método dinámico espectral, los desplazamientos se multiplican por el factor de amplificación de deflexiones siguiente;

$$C_{d,servicio} = \frac{Q'\Omega}{2.5}$$

$$C_{dx,servicio} = \frac{1.13 \times 2.0}{2.5} = 0.90$$

$$C_{dy,servicio} = \frac{1.2 \times 2.0}{2.5} = 0.96$$

Debido a que los elementos estructurales se consideraron separados de la estructura principal, la distorsión calculada en la tabla 4.16 no debe exceder el límite **0.004** de acuerdo a inciso a) sección c), del arto 34. Dicho límite se cumple tanto en X como en Y, por lo tanto, las deflexiones en la estructura cumplen con el estado límite de servicio.

Tabla 4.16. Chequeo de Deriva por Servicio

Nivel	Elevación	$C_{dx,s}\delta_{xi}$	≤ 0.004	$C_{dy,s}\delta_{yi}$	≤ 0.004
	cm	cm		cm	
2	700	0.000031	Cumple!	0.00064	CUMPLE!
1	350	0.000045	CUMPLE!	0.00049	CUMPLE!

- **Revisión de desplazamiento en estado límite de Colapso**

De acuerdo al Arto 34 inciso b) del RNC-07 El desplazamiento debe multiplicarse por el factor de amplificación de deflexión siguiente;

$$C_{d;colapso} = Q\Omega$$

$$C_{d;colapso} = 1.5 \times 2 = 3$$

Para seguridad contra colapso, la limitación exige no exceder la distorsión máxima de **0.0020** para Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior que se obtiene de la tabla 4 del RNC-07. Dicho límite se cumple tanto en X como en Y, por tanto, las deflexiones en la estructura cumplen con el estado límite de colapso

Tabla 4.17. Chequeo de Deriva por Colapso

Nivel	Elevación	$C_{dx,s}\delta_{xi}$	≤ 0.002	$C_{dy,s}\delta_{yi}$	≤ 0.002
	cm	cm		cm	
2	700	0.000102	Cumple!	0.001995	Cumple!
1	350	0.000150	Cumple!	0.001517	Cumple!

4.3.3. Desplazamiento del Diafragma

En las Fig. 4.10 y 4.11 se muestran las deflexiones bajo las Fuerzas Laterales de Sismo en dirección Y (FsyD) bajo la consideración del diafragma como Semirrígido tanto en el Nivel 1 como el Nivel 2, los cuales, se obtienen a partir del programa de análisis ETABS.

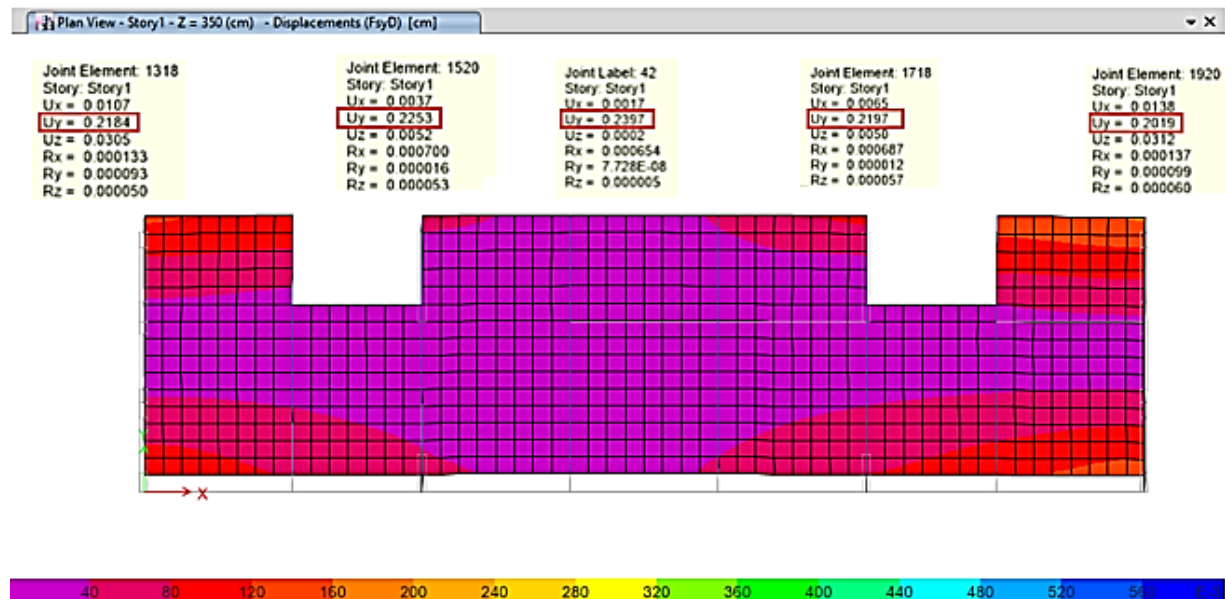


Fig. 4.10. Desplazamientos del Nivel 1 debido FyD (cm)

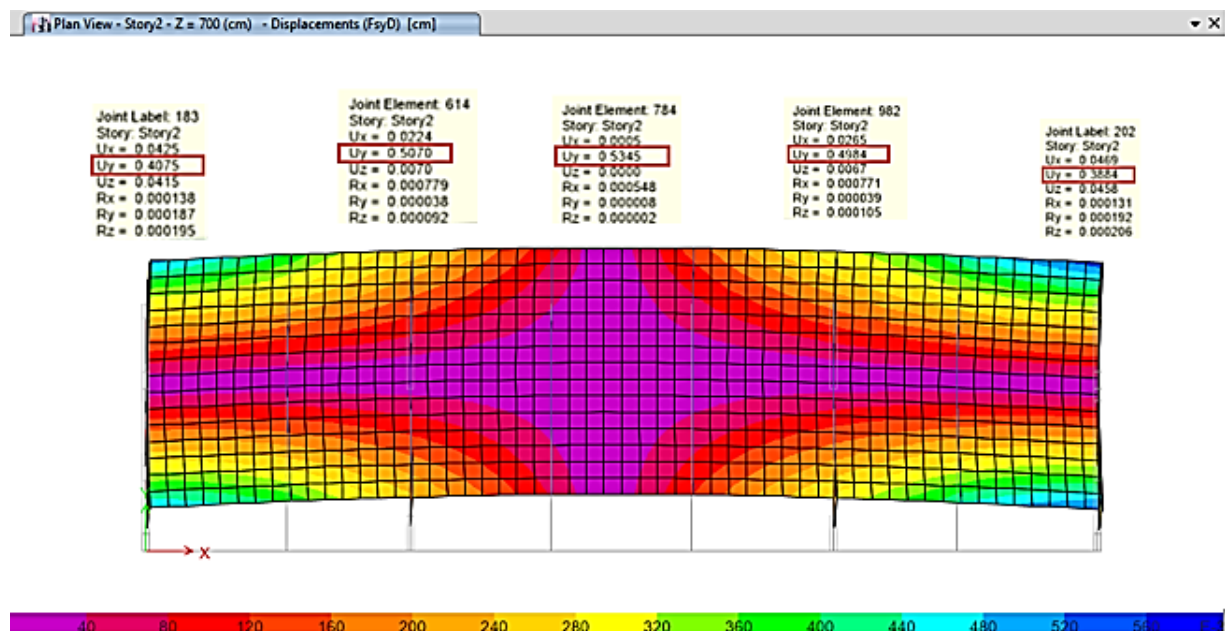


Fig. 4.11. Desplazamientos del Nivel 2 - FyD (cm).

La sección 12.3.1.3 del ASCE 7-16, establece la condición para considerar un diafragma como flexible se debe cumplir que la Máxima Deflexión en el Diafragma (MDD) entre el Desplazamiento Promedio de los Elementos Verticales Resistentes (DMPEV) debe ser mayor a 2. El análisis de deflexiones relativas se presenta en la Tabla 4.18, dicha relación es de “**1.11**” en el Nivel 1 como en el Nivel 2, por lo tanto, el diafragma actúa como “**Diafragma Rígido**”.

Tabla 4.18. Desplazamientos del diafragma para Nivel 1 y 2.

Niveles	Δ_{Eje1}	Δ_{Eje3}	Δ_{Eje6}	Δ_{Eje8}	MDPEV	MDD	MDD/DMPEV
	cm	cm	Cm	cm	cm	cm	
1	0.2184	0.2253	0.2197	0.2019	0.2163	0.2397	1.11
2	0.475	0.57	0.4984	0.3884	0.48295	0.5345	1.11

Capítulo 5. Diseño Estructural

En este capítulo se presenta el diseño estructural de los elementos principales de la superestructura, tales como; losas, vigas y muros de mampostería reforzada empleando el software ETABS versión 17.2.1. Así mismo, el software SAP2000. v20.1.0 se utilizó para la elaboración de los modelos analíticos de los diafragmas.

5.1. Resistencia de Diseño

Las resistencias requeridas para los elementos de concreto deben calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el reglamento para el Método por Resistencia Última. La resistencia requerida de diafragmas que forman parte del piso o cubierta debe incluir los efectos en el plano y las cargas fuera del plano que se producen simultáneamente.

En el diseño tradicional el método de diseño por resistencia última es el más utilizado, por ser conceptualmente más realista para determinar la capacidad portante de los elementos. De manera general; Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, las resistencias de diseño deben cumplir con; $\phi R_n \geq U$. Donde ϕ es el factor de reducción de resistencia de acuerdo al tipo de solicitación mayorada como se muestra en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Factores de Reducción de Capacidad para distintos tipos de solicitaciones

Tipo de Solicitación	ϕ
Flexión o flexión controlada por fuerza Axial:	
a) Secciones Controladas por compresión	0.65
b) Secciones controladas por tracción del acero	0.9
c) Secciones en zona de transición	Varia linealmente.
Corte o Torsión	0.75
Aplastamiento del Concreto	0.65

El ACI 318-14 permite que una variación lineal de ϕ para las secciones en transición tal como se ilustra en la Fig. 5.1.

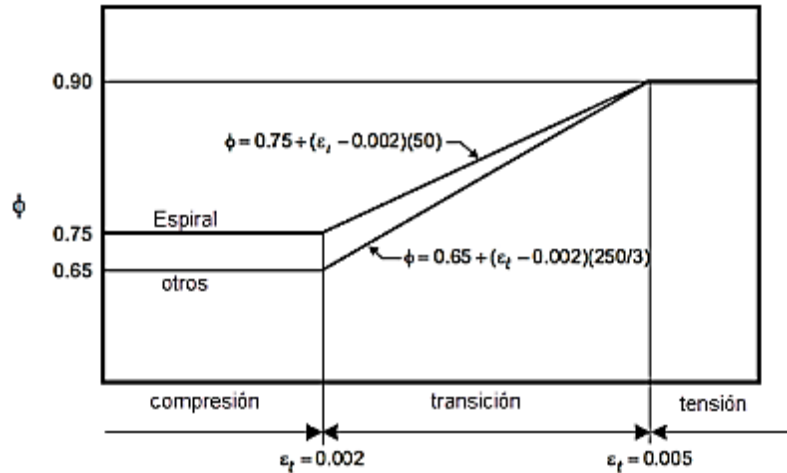
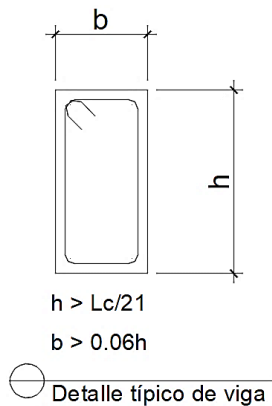


Fig. 5.1. Diagrama de variación de factor de reducción de capacidad de carga ϕ .

5.2. Diseño de Vigas de Concreto Reforzado.

Las vigas de concreto reforzado sirven de soporte de la losa para resistir las cargas gravitacionales en la dirección transversal, con lo cual se consigue acortar los claros de los paños de las losas. Las dimensiones de las secciones se escogen de acuerdo a las recomendaciones del ACI 314-11 (Design Aid), considerando los resultados de esfuerzos y capacidad por la combinación de carga gravitacionales del programa,



$$h = \frac{Ln}{21} = \frac{660 \text{ cm}}{21} = 31.42 \text{ cm}$$

$$h = 30 @ 35 \text{ cm}$$

$$b = 0.6 h = 0.6 * 30 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$$

$$b = 20 @ 30 \text{ cm}$$

Tabla 5.2. Dimensiones de Secciones de Concreto

NIVEL	longitud L (cm)	Alto h (cm)	ancho b (cm)	peralte d (cm)	SECCIONES
2	360	30	20	26	V1-20x30
2	700	35	20	31	V2-20x35
1	360	40	30	36	V3-30x40
1	700	40	30	36	V4-30x40

- **Momentos en las vigas:**

Del programa ETABS se extraen los Momentos Flexionantes que actúan en las vigas de concreto reforzado bajo las combinaciones de carga gravitacionales. A partir de dichas solicitaciones se revisa la capacidad de la viga y se propone el refuerzo requerido para el diseño de la sección.

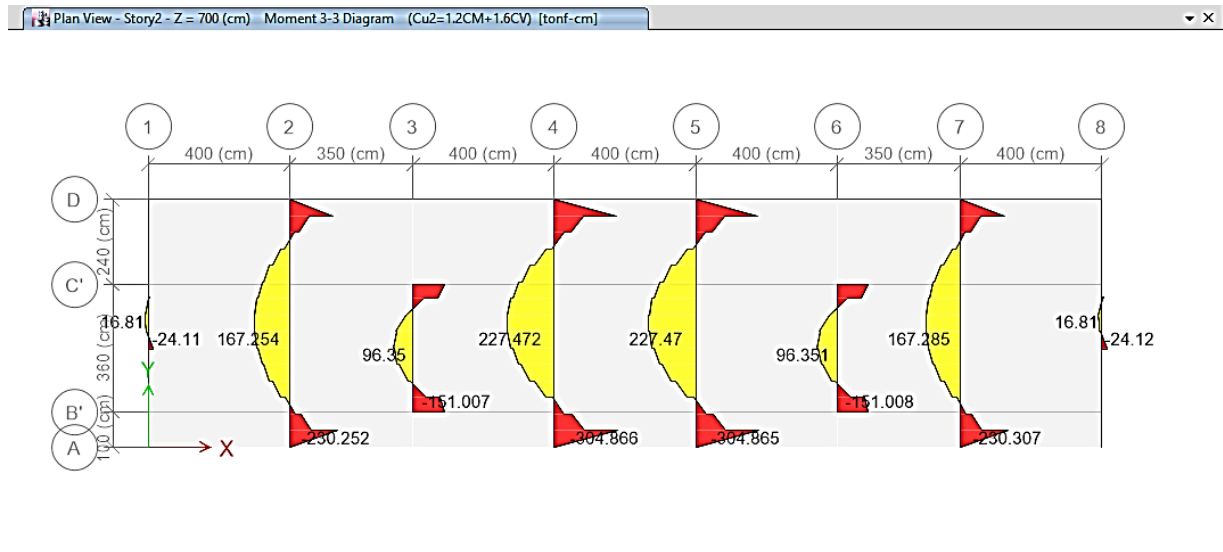


Fig. 5.2. Diagrama de Momento Flexionante de vigas en el Nivel 2

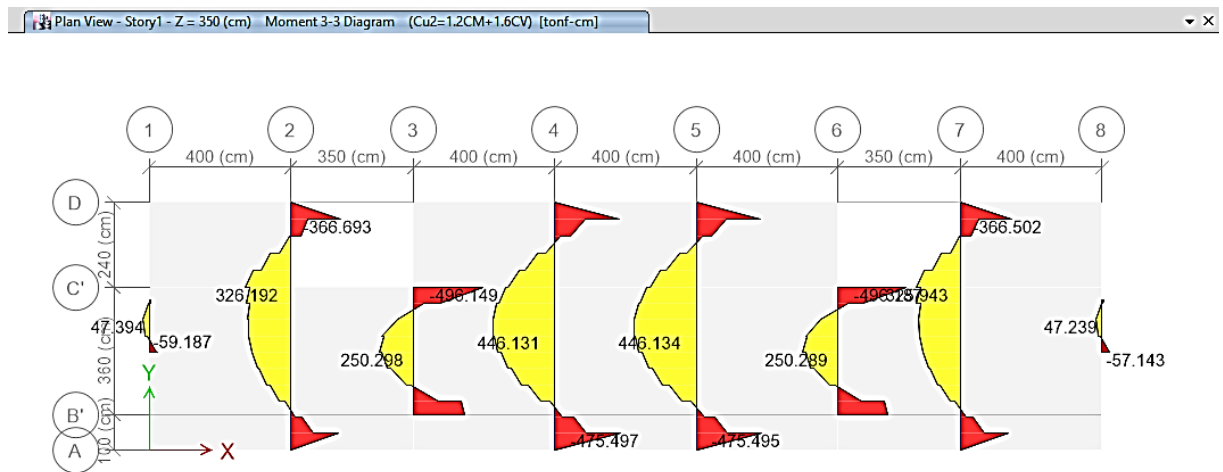


Fig. 5.3. Diagrama de Momento Flexionante de vigas en el Nivel 1

A partir de los resultados de diseño de elementos de concreto del programa ETABS, se obtiene el refuerzo longitudinal para las vigas del Nivel 2 y Nivel 1, tal como se muestra en la Fig. 5.4 y la Fig. 5.5. respectivamente. En la tabla 5.3 se muestran los resultados tabulados de acero requerido y en la tabla 5.4 se muestra el detallado de acero propuesto.

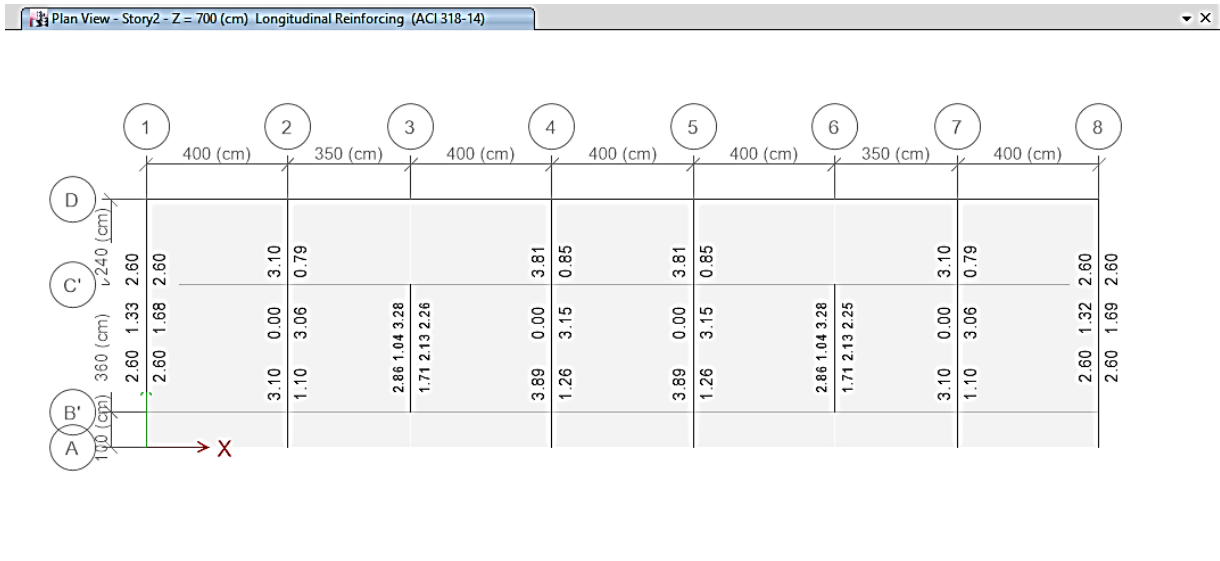


Fig. 5.4. Refuerzo Longitudinal en cm² para vigas del Nivel 2

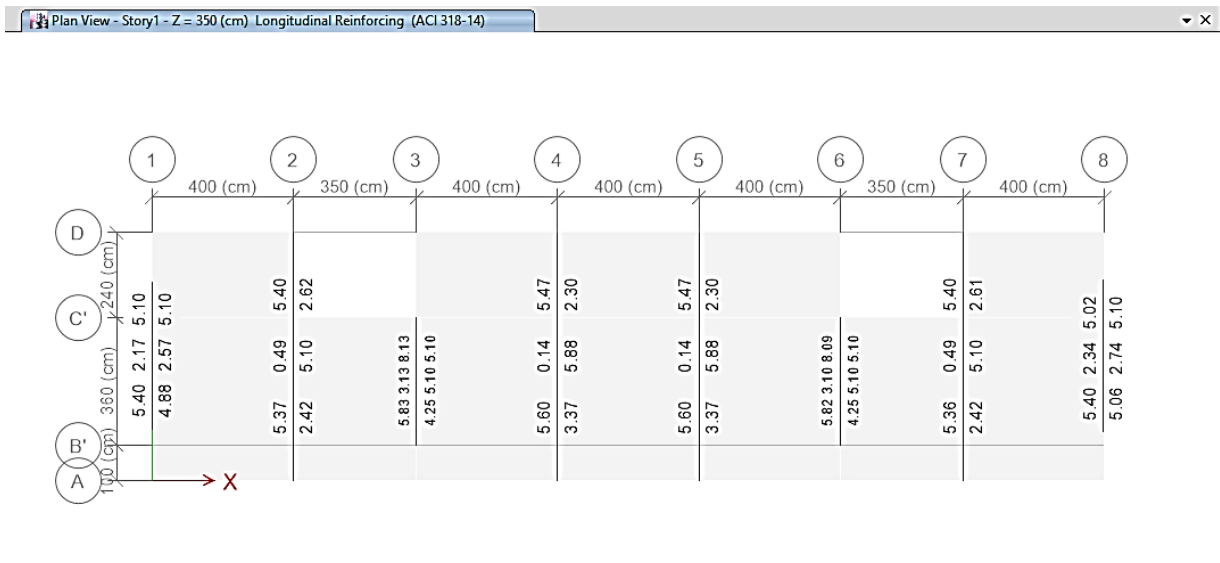


Fig. 5.5. Refuerzo Longitudinal en cm² para vigas del Nivel 1

Tabla 5.3. Acero de Refuerzo Requerido en Vigas de concreto

Referencia	Viga	Acero mínimo		Acero temp.		Acero requerido	
		[cm ²]	Ref	[cm ²]	Ref	M- [cm ²]	M+ [cm ²]
EJE 3 -N2	V2-20x30 (b)	2.46	4 #3	0.98	2 #3	3.07	2.39
EJE 4 - N2	V1-20x35 (a)	2.96	4 #3	1.18	2 #3	4.11	3.27
EJE 3 -N1	V3-30x40 (a)	5.10	5 #4	2.08	3 #3	3.07	5.10
EJE 4 - N1	V4-30x40 (b)	5.10	5 #4	2.08	3 #3	5.45	5.82

Tabla 5.4. Acero de Refuerzo propuesto para vigas de concreto

Referencia	Viga	Refuerzo Long.		Refuerzo de cortante	
		M-	M+	ZONA A	ZONA B
EJE 3 -N2	V2-20x30 (b)	2 #3	4 #3	5 @ 6 cm	RTO @ 12 cm
EJE 4 - N2	V1-20x35 (a)	2 #3	3 #4	5 @ 7 cm	RTO @ 14 cm
EJE 3 -N1	V3-30x40 (a)	2 #4	4 #4	5 @ 8 cm	RTO @ 8 cm
EJE 4 - N1	V4-30x40 (b)	2 #4	5 #4	5 @ 8 cm	RTO @ 17 cm

Las vigas se detallan según la Sección 9.7.2 del ACI 318-14 y se ilustra en la Fig. 5.6

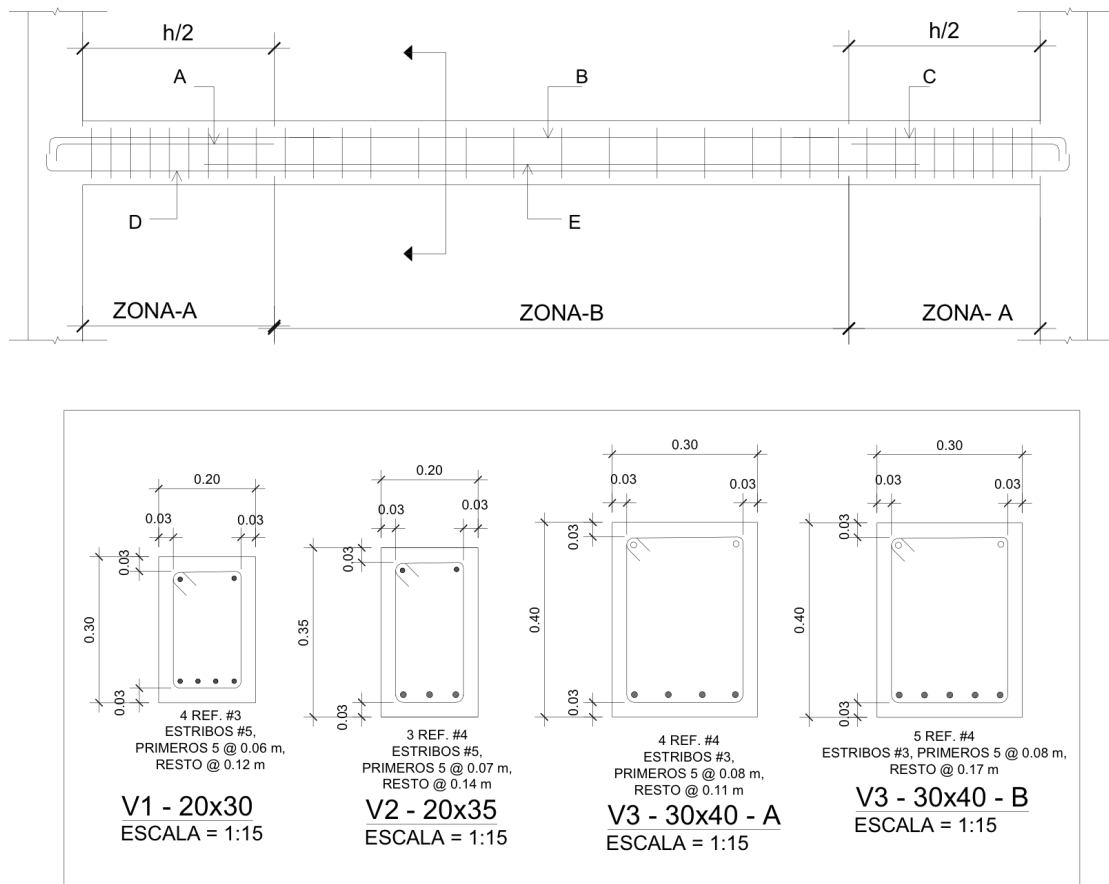


Fig. 5.6. Secciones de Concreto Reforzado

5.3. Diseño de Losa densa de Concreto Reforzado

El sistema de losa consiste en una losa densa de concreto reforzado apoyado sobre vigas intermedias entre los apoyos, teniendo una relación máxima de lado mayor a lado menor de 2 ($\beta = 7\text{ m} / 4\text{ m} = 1.75 < 2$), por lo tanto, se considera que la transferencia de cargas por flexión en la losa se produce en ambas direcciones ortogonales. El capítulo 8 del ACI 318-14 está dedicado al diseño de losas en dos direcciones.

La Sección 8.2 del ACI 318-14 establece que el sistema de losa se diseñe mediante cualquier procedimiento que satisfaga el equilibrio y cumpla con los requisitos de resistencia y de servicio.

El diseño de la losa se puede lograr mediante el uso combinado de soluciones clásicas basadas en los principios de la mecánica estructural de modo que se puede analizar como un continuo elástico lineal y utilizar soluciones numéricas basadas en los resultados del software de análisis. En este caso se emplea el método de elementos finitos para obtener los esfuerzos actuantes y el método de franjas para proporcionar el acero requerido por flexión en las losas.

5.3.1. Losa de Techo

El espesor de la losa, h , debe cumplir con los límites dados en la Tabla 8.3.1.1. para losas sin vigas interiores o por la Tabla 8.3.1.2 para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados, a menos que la deflexión calculada cumpla con los límites dados en 8.3.2.

- **Predimensionamiento**

Para el predimensionamiento de la losa de techo se propone un espesor de **15 cm** el cual es mayor al espesor mínimo de **12.5cm** para losas sin ábacos como se define en la sección 8.2.4 Del ACI 318-14.

$$h = 15\text{cm} \geq h_{min} = 12.5\text{cm}$$

- **Límites de Deflexiones**

En este apartado se revisan las deflexiones de manera que cumplan con los límites establecidos para las deflexiones inmediatas y a largo plazo debido a cargas de servicio. Dichos límites se establecen en la Sección 25.2 del ACI 318-14

- **Deflexiones inmediatas**

De acuerdo a la tabla 24.2.1. del ACI 318-14, la deflexión inmediata o inicial ocasionada por las cargas variables en condiciones de servicio para losas de techo que no soporten ni estén ligados a componentes no estructurales susceptible a ser dañados por grandes deflexiones es la siguiente;

$$\Delta_{i(CV)} = \frac{\ell n}{180} = \frac{660 \text{ cm}}{180} = 3.67 \text{ cm}$$

Las deflexiones inmediatas deben calcularse mediante los métodos usuales para deflexiones elásticas, teniendo en cuenta los efectos de fisuración y del refuerzo en la rigidez del miembro de acuerdo a la Secc. 24.2.3.1 del ACI 318-14.

Para el cálculo manual de deflexiones inmediatas para los miembros no preesforzados, se toma en cuenta el momento de inercia efectivo, I_e , que se calcula mediante la expresión 24.2.3.5.a del ACI 318-14

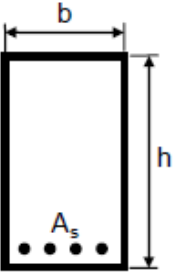
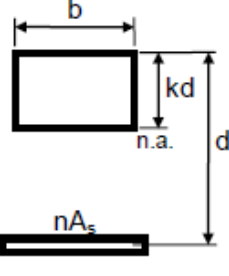
$$I_e = I_g \left(\frac{M_{Cr}}{M_a} \right)^3 + I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right]$$

Pero no debe ser mayor que el Momento de Inercia de la sección bruta de la losa de concreto, I_g , la cual se calcula considerando una ancho unitario, b , de 1 metro, como se muestra a continuación;

$$I_g = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 100 \text{ cm} \times (15 \text{ cm})^3 = 28,125 \text{ cm}^3$$

El momento de Inercia de la losa agrietada I_{cr} se calcula mediante las propiedades de la sección transformada la cual se obtiene de la J.1-14 del ACI 314-Design Aid- 11; como se muestra en la Tabla 5.5

Tabla 5.5. Propiedades de la sección transformada

Sección Gruesa	Sección Agrietada Transformada	Momento de Inercia de la Sección Agrietada, I_{agr}
		$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + n A_s (d - kd)^2$ <p>Donde;</p> $kd = \frac{\sqrt{2 d B + 1} - 1}{B}$ $B = b / (n A_s)$

- **Deflexiones a largo plazo**

las deflexiones a largo plazo ocasionadas por la carga permanente más la carga variable que se aplica en forma sostenida en techos planos con pendiente mínima que soporten o estén ligados a componentes no estructurales no susceptibles a ser dañados por grandes deflexiones es la siguiente;

$$\Delta_{i(CV)} + \Delta_{LP(CM+\%CV)} = \frac{\ell n}{240} = \frac{660 \text{ cm}}{240} = 2.75 \text{ cm}$$

- **Revisión de Deflexiones**

Las deflexiones de la losa se obtienen de considerar el caso desfavorable como viga simplemente apoyada son un ancho de 100 cm y una longitud de 660 cm para las combinaciones de cargas de servicio.

Superficie	$A =$	172.2	m^2
espesor	$h =$	20	cm
Ancho trib	$a_{trib} =$	100	cm
Longitud	$L_n =$	660	cm
Refuerzo	$A_s =$	10.134	cm^2
Diámetro	$\# 4$	1.27	cm
Separación	$Sep =$	12.5	cm
Recubrimier	$rec =$	4	cm
Peralte	$d =$	15	cm

Cargas de Servicio

Carga Muerta	$W_{CM} =$	360	kg/m^2
Carga Viva	$W_{CV} =$	100	kg/m^2

Momentos Actuantes

M_{CM}	$M_a =$	196,020.00	kg-cm
M_{CV}	$M_a =$	54,450.00	kg-cm
M_{CM+CV}	$M_a =$	250,470.00	kg-cm

Módulo de Inercia de la Sección bruta

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = 28,125 \text{ cm}^4$$

Cálculo de módulo de ruptura y relación modular

$$f_r = 2 \sqrt{f'c} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9.28$$

Momento de Agrietamiento

$$M_{agr} = \frac{f_r I_g}{Y_t}$$

$$Y_t = 4.37 \text{ cm}$$

$$M_{agr} = 186,744.55 \text{ Kg-cm}$$

Momento de Inercia de la sección transformada

$$B = 2.13 \text{ cm}$$

$$kd = 2.83 \text{ cm}$$

$$I_{agr} = 4,180 \text{ cm}^4$$

Momento Efectivo de Inercia

$$I_e = I_g \left(\frac{M_{agr}}{M_a} \right)^3 + \left[1 - \left(\frac{M_{agr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{agr}$$

$$I_{e(CM+CV)} = 258,215.55 \text{ cm}^4$$

$$I_{e(CM+CV)} \gg I_g$$

Momento Efectivo de Inercia

$$I_e = I_g \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{agr}$$

$$I_{e(CM+CV)} = 6,988.84 \quad \text{cm}^4$$

$$I_{e(CM+CV)} < I_g$$

Por lo tanto; **Cumple!**

Cálculo de Deflexiones inmediatas

El coeficiente de deflexión k , se obtiene de la tabla 6.7. del libro Fanella, D. (2016).

$$\Delta_i = k \frac{5}{48} \times \frac{M_a \times l^2}{E_c \times I_e}$$

$$k = 1 \quad (\text{viga simplemente apoyada})$$

$$\Delta_i = 1.62 \quad \text{cm}$$

Máxima deflexiones permisibles

$$\Delta_{i(CV)perm} = \frac{l}{180} ; \quad (\text{LOSA DE TECHO})$$

$$\Delta_{i(CV)perm} = 3.667 \quad \text{cm}$$

$$\Delta_{i(CV)} < \Delta_{i(CV)perm} \quad \text{Cumple!}$$

Por tanto, la losa de 15 cm cumple con las deflexiones permisibles inmediatas.

Deflexiones a largo plazo

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50\rho'}$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b \times d} = 0.00446$$

$$\varepsilon = 2 ; \text{ para 5 años o más}$$

$$\lambda = 1.64$$

$$\Delta_{i(CS)} = 1.77 \quad \text{cm}$$

$$\Delta_{lp(CS)} = \lambda \Delta_{i(CS)} = 2.89 \quad \text{cm}$$

Cálculo de Máxima deflexiones permisibles

$$\Delta_{LP(CS)perm} = \frac{l}{240} ; \text{ (LOSA DE TECHO)}$$

$$\Delta_{LP(CS)perm} = 2.750 \text{ cm}$$

$$\Delta_{lp(CS)} < \Delta_{LP(CS)perm} \quad \text{Cumple!}$$

Por tanto, el espesor de 15 cm propuesto para la losa de techo satisface los límites de deflexión establecidos en la sección 24.2 del ACI 318- 14.

• Diseño de Refuerzo Longitudinal

Basados en los principios de mecánica estructural se obtiene los esfuerzos a flexión de la losa de techo debido a la combinación de cargas gravitacionales y se propone el refuerzo requerido para soportar dichas solicitaciones. El programa ETABS emplea dos métodos fundamentales para el diseño de losas, mediante el Método de Elementos Finitos (FEM) y mediante el Método de Franjas (Strip base).

• Método de Elementos Finitos

En las Fig. 5.7, 5.8, 5.9 y 5.10, se muestran los resultados de demandas de la losa por momento por momento negativo y momento positivo en dirección X y Y; obtenidas del modelo numérico en el programa ETABS mediante el Método de Elementos Finitos

Las demandas máximas obtenidas del programa se resumen a continuación;

Resumen de Esfuerzos Actuantes

Y-DIR	M_U^+	1,144.00	kg-m	As_{req}^+	0.0304	cm ² /cm
	M_U^-	2,700.60	kg-m	As_{req}^-	0.0796	cm ² /cm
X-DIR	M_U^+	689.00	kg-m	As_{req}^+	0.0271	cm ² /cm
	M_U^-	2,090.85	kg-m	As_{req}^-	0.0720	cm ² /cm

Y-DIR $M_U^+ = 1,144.00 \text{ kg-m}$ $As_{req}^+ = 0.0304 \text{ cm}^2/\text{cm}$

Plan View - Story2 - Z = 700 (cm) Slab Finite Element Design - Bottom Rebar Intensity (Enveloping) [cm²/cm] - Direction 2

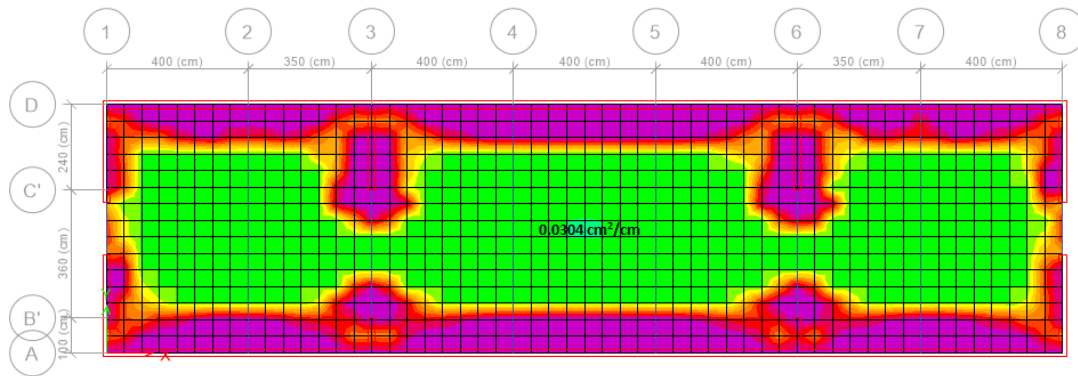


Fig. 5.7. Diagrama de Esfuerzos de Momento Positivo en Dirección Y para el Nivel 2

Y-DIR $M_U^- = 2,700.60 \text{ kg-m}$ $As_{req}^- = 0.0796 \text{ cm}^2/\text{cm}$

Plan View - Story2 - Z = 700 (cm) Slab Finite Element Design - Top Rebar Intensity (Enveloping) [cm²/cm] - Direction 2

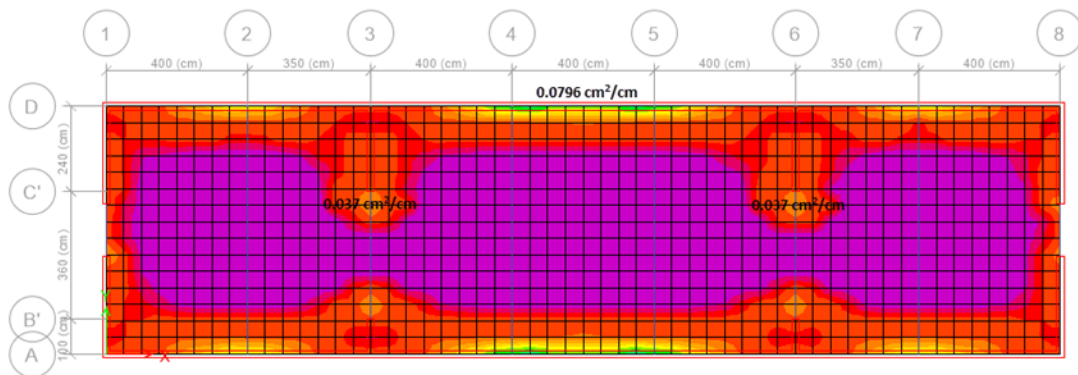


Fig. 5.8. Diagrama de Esfuerzos de Momento Negativo en Dirección Y para el Nivel 2

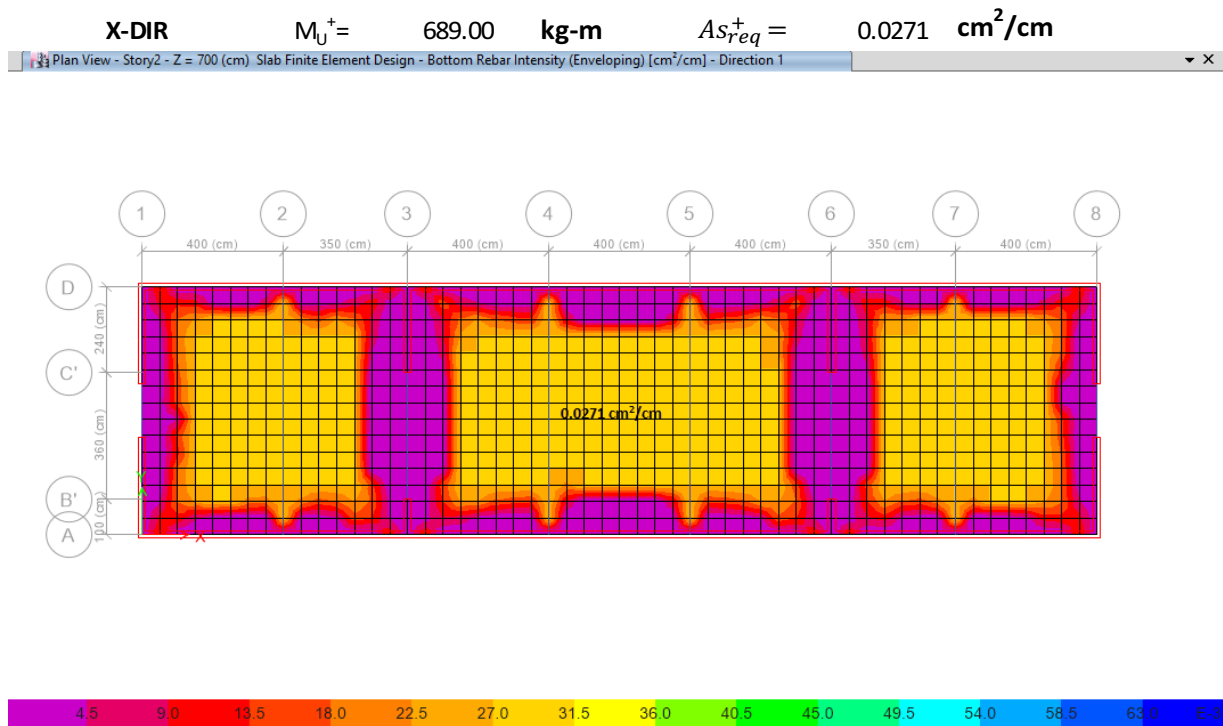


Fig. 5.9. Diagrama de Esfuerzos de Momento Positivo en Dirección X para el Nivel 2

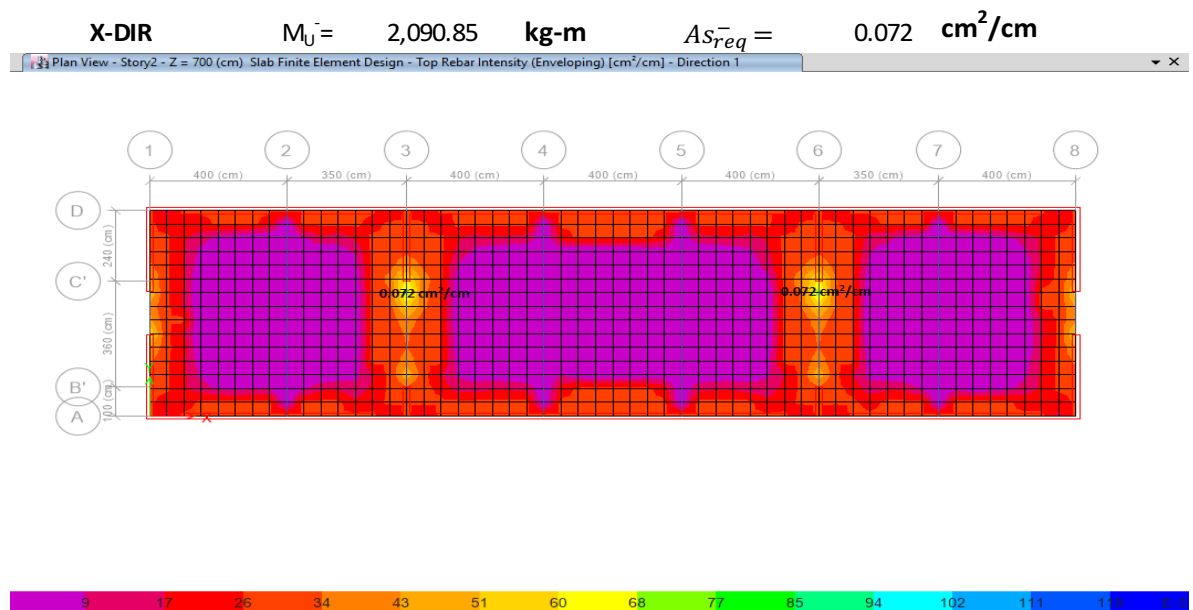


Fig. 5.10. Diagrama de Esfuerzos de Momento Negativo en Dirección X para el Nivel 2

- **Método de Franjas**

Este método consiste en dividir la losa en franjas de un ancho específico para las direcciones de análisis Layer A y Layer B definidas en el programa ETABS, El cual distribuye las cargas y propone un refuerzo para satisfacer las demandas de flexión en la losa. En la Fig. 5.11 se muestra las franjas de diseño de 1 metro de ancho, en el que prevalece 6 var. #4 en dirección Y y 4 var. #4 en dirección X. La Fig. 5.12 muestra que la demanda por Momento Positivo se satisface con Ref. #4 @15cm y la demanda por Momento Positivo se satisface con Ref. #4 @ 30cm.

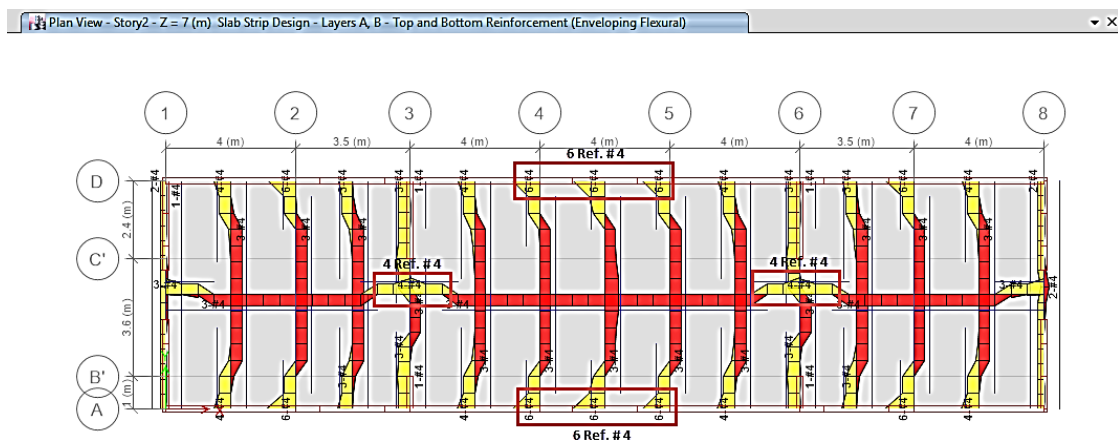


Fig. 5.11. Refuerzo de Losa de Techo por el método de franjas

Slab Design

Design Basis: Strip Based

Display Type: Enveloping Flexural Reinforcement

☒ Impose Minimum Reinforcing

Rebar Location Shown:

- ☒ Show Top Rebar
- ☒ Show Bottom Rebar

Reinforcing Display Type:

- ☐ Show Rebar Intensity (Area/Unit Width)
- ☐ Show Total Rebar Area for Strip
- ☒ Show Number of Bars of Size:

Bar Size:

Top: #4

Bottom: #4

Reinforcing Diagram:

- ☒ Show Reinforcing Envelope Diagram
- Scale Factor: 1
- ☒ Show Reinforcing Extent

Layer A Y-DIR

Layer B X-DIR

Layer Other

Display Options:

- ☒ Fill Diagram
- ☒ Show Values at Controlling Stations on Diagram

Show Rebar Above Specified Value:

- ☐ None
- ☒ Typical Uniform Reinforcing Specified Below

Typical Uniform Reinforcing:

- ☒ Define by Bar Size and Bar Spacing
- ☐ Define by Bar Area and Bar Spacing

Bar Size Spacing (cm)

Top: #4 15

Bottom: #4 30

Fig. 5.12. Refuerzo de Losa Propuesto en X-DIR y Y-DIR.

• Cálculo Manual

El cálculo manual del refuerzo por flexión de la losa se presenta a continuación;

Límite de cuantías de refuerzo

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{14}{fy}; \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy}\right)$$

$$\rho_{min} = 0.003$$

$$\rho_{max} = 0.025$$

Diseño de Refuerzo Principal

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

Y-DIR	$R_n^+ =$	12.71	kg/cm²
	$R_n^- =$	24.80	kg/cm²
X-DIR	$R_n^+ =$	7.66	kg/cm²
	$R_n^- =$	19.20	kg/cm²

Revisión de cuantía de Refuerzo

$$\rho = 0.85 \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - 2 \left(\frac{R_n}{0.85 f'c} \right)} \right]$$

Y-DIR	$\rho^+ =$	0.003	$As_{req}^+ =$	3.14	cm²
	$\rho^- =$	0.006	$As_{req}^- =$	6.38	cm²
X-DIR	$\rho^+ =$	0.002 $\leq \rho_{min}$	$As_{req}^+ =$	3.33	cm²
	$\rho^- =$	0.005	$As_{req}^- =$	4.85	cm²

Acero de refuerzo Propuesto

Y-DIR	3 var.	# 4	$A_s^+ =$	3.80	cm²
	6 var.	# 4	$A_s^- =$	7.60	cm²
X-DIR	3 var.	# 4	$A_s^+ =$	3.80	cm²
	4 var.	# 4	$A_s^- =$	5.07	cm²

Separación máxima	2h=	30	cm
--------------------------	-----	----	-----------

Y-DIR	$Sep^+ =$	33.33	cm	$\geq Sep_{min}$	30.00	cm	(Rige)
	$Sep^- =$	16.67	cm		15.00	cm	
X-DIR	$Sep^+ =$	33.33	cm	$\geq Sep_{min}$	30.00	cm	(Rige)
	$Sep^- =$	25.00	cm		25.00	cm	

Donde la separación de refuerzo es mayor que la separación máxima, se toma la separación máxima de 30 cm.

La losa de 15 cm se refuerza con una malla con:

Ref. #4 @ 15cm en dirección Y

Ref. #4 @ 30 cm en Dirección X

Ver detalle de refuerzo de losa de techo en Anexo iii

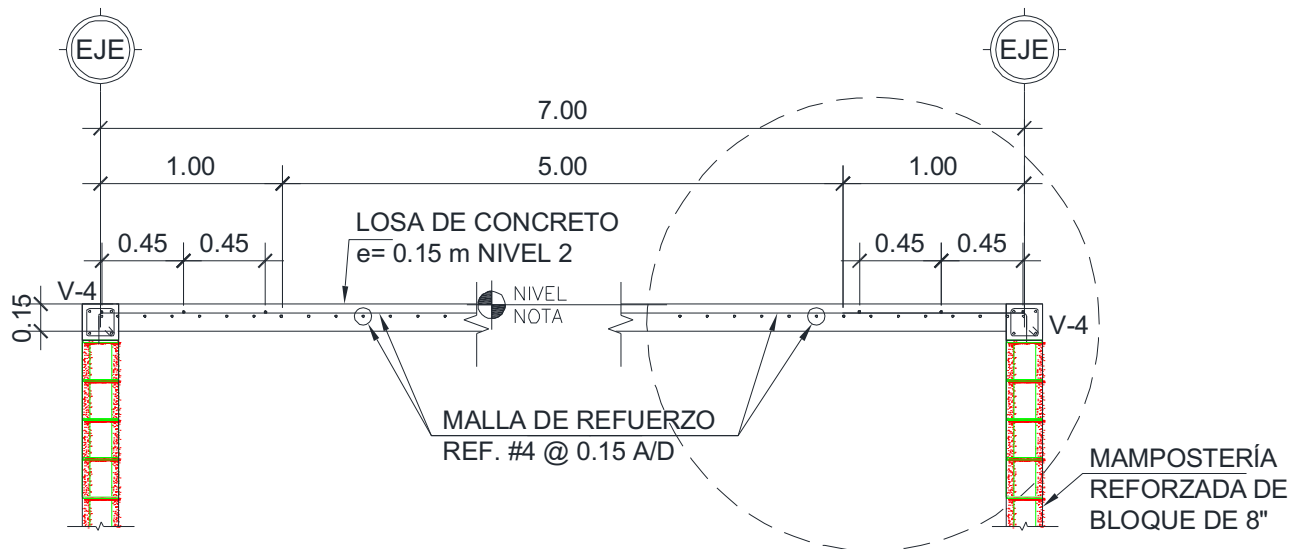


Fig. 5.13. Sección transversal de Losa de techo en Dirección Transversal

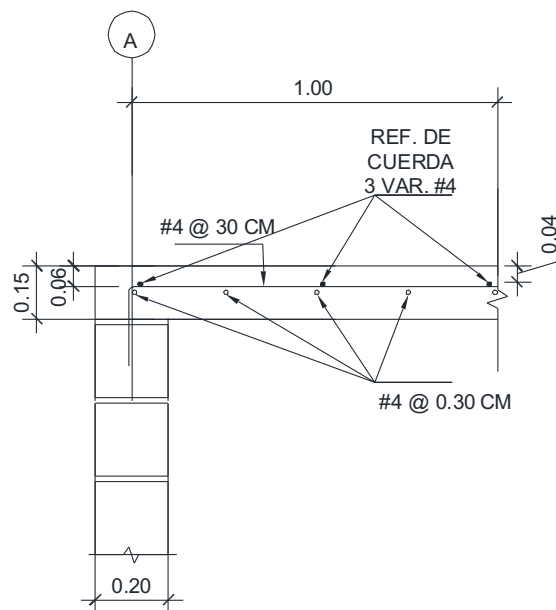


Fig. 5.14. Detalle de losa de techo

5.3.2. Losa de Entrepiso

En esta sección se presenta el diseño de la losa densa de concreto reforzado de entrepiso, para ello se emplea el mismo procedimiento que para la losa de techo.

- **Espesor mínimo**

Debido a que la losa de entrepiso está sometida a solicitaciones gravitacionales mayores que la losa de techo, se determinó el espesor de acuerdo al espesor mínimo h_{min} para el caso más desfavorable de losa sin vigas con esfuerzo de fluencia del acero de 2800 Kg/cm^2 , que se establece en la tabla 8.3.1 del ACI 318-14, de acuerdo a siguiente la ecuación;

$$h_{min} = \frac{l_n}{33} = \frac{660 \text{ cm}}{33} = 20 \text{ cm}$$

- **Deflexiones inmediatas**

La deflexión inmediata o inicial ocasionada por las cargas variables en condiciones de servicio para losa de entrepiso que no soporten ni estén ligados a componentes no estructurales susceptible a ser dañados por grandes deflexiones es la siguiente;

$$\Delta_{i(CV)} = \frac{\ell_n}{360} = \frac{660 \text{ cm}}{360} = 1.83 \text{ cm}$$

- **Deflexiones a largo plazo**

las deflexiones a largo plazo ocasionadas por la carga permanente más la carga variable que se aplica en forma sostenida en pisos que no soporten ni estén ligados a componentes no estructurales susceptible a ser dañados por grandes deflexiones es la siguiente;

$$\Delta_{i(CV)} + \Delta_{LP(CM+\%CV)} = \frac{\ell_n}{240} = \frac{660 \text{ cm}}{240} = 2.75 \text{ cm}$$

- **Revisión de Deflexiones**

Las deflexiones de la losa se obtienen mediante los resultados del programa ETABS para las combinaciones de cargas de servicio. En este apartado se presenta la verificación de las deflexiones instantáneas y a largo plazo de la losa de techo.

Revisión de Deflexiones inmediatas

$$\Delta_{i(CM)} = 1.13 \text{ cm}$$

$$\Delta_{i(CM+CV)} = 1.67 \text{ cm}$$

$$\Delta_{i(CV)} = 0.54 \text{ cm}$$

Máxima deflexiones permisibles

$$\Delta_{i(CV)perm} = \frac{l}{360} ; \text{ (LOSA DE PISO)}$$

$$\Delta_{i(CV)perm} = 1.833 \text{ cm}$$

$$\Delta_{i(CV)} < \Delta_{i(CV)perm} \quad \text{Cumple!}$$

Cálculo de Deflexiones a largo plazo

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50\rho'}$$

$$\rho' = \frac{A_s}{bxd} = 0.00660$$

$$\varepsilon = 2 ; \text{ para 5 años o más}$$

$$\lambda = 1.50$$

$$\Delta_{i(CS)} = 1.77 \text{ cm}$$

$$\Delta_{lp(CS)} = \lambda \Delta_{i(CS)} = 2.66 \text{ cm}$$

Cálculo de Máxima deflexiones permisibles

$$\Delta_{LP(CS)perm} = \frac{l}{240} ; \text{ (LOSA DE TECHO)}$$

$$\Delta_{LP(CS)perm} = 2.750 \text{ cm}$$

$$\Delta_{lp(CS)} < \Delta_{LP(CS)perm} \quad \text{Cumple!}$$

Por tanto; as deflexiones de losa de entrepiso de 20 cm cumplen con las deflexiones inmediatas y las deflexiones a largo plazo permisibles establecidos en la Sección 24.2. del ACI 318-14.

- **Método de Elementos Finitos**

De la Fig. 5.15 a la Fig. 5.18 muestran el acero requerido en $[\text{cm}^2/\text{cm}]$ para las zonas de momento positivo y negativo de la losa de entrepiso (Nivel 1) en ambas direcciones de análisis X y Y, que se obtienen en el programa ETABS empleando el Método de Elementos Finitos.

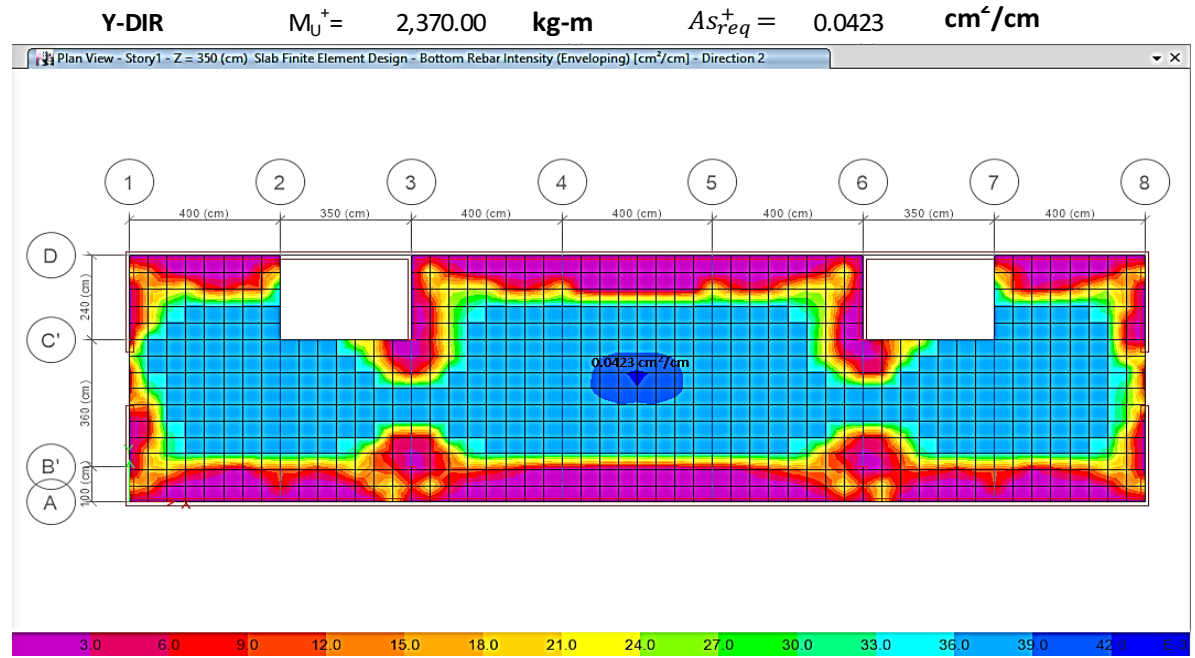


Fig. 5.15. Diagrama de Esfuerzos de Momento Negativo en Dirección X para el Nivel 1

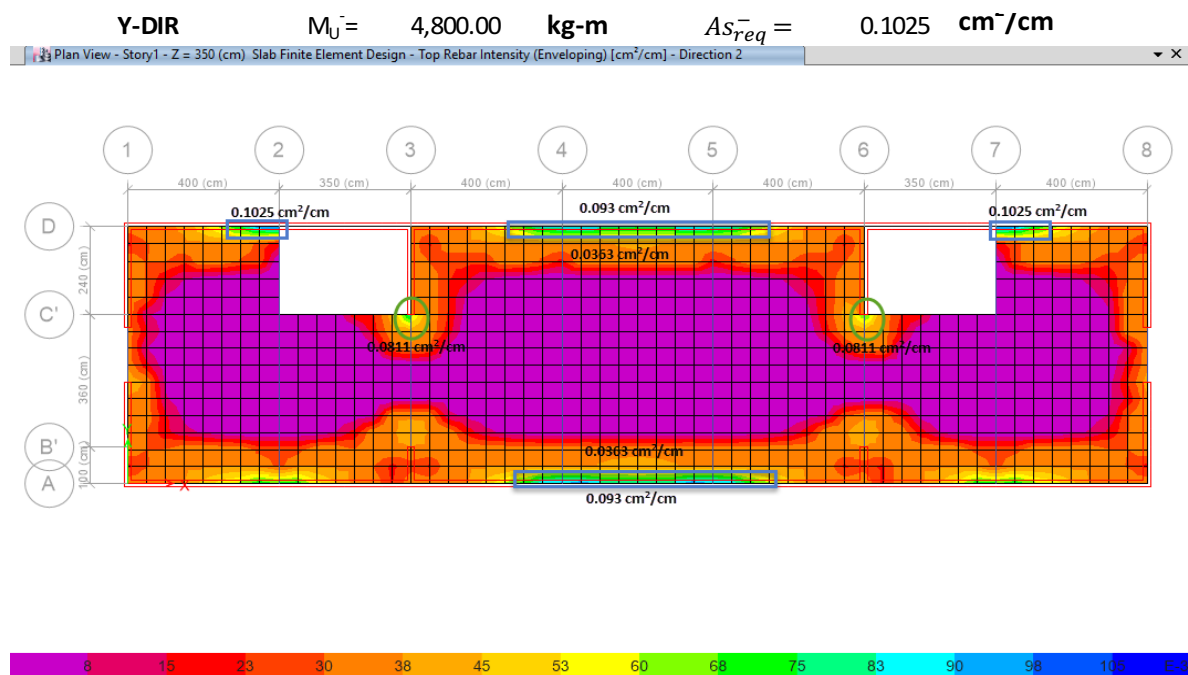


Fig. 5.16. Diagrama de Esfuerzos de Momento Negativo en Dirección X para el Nivel 1

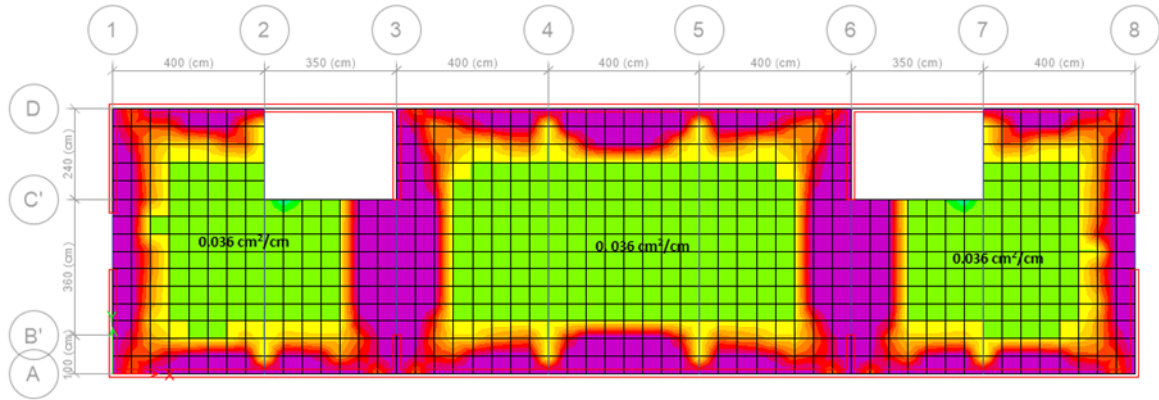


Fig. 5.17. Diagrama de Esfuerzos de Momento Positivo en Dirección X para el Nivel 1

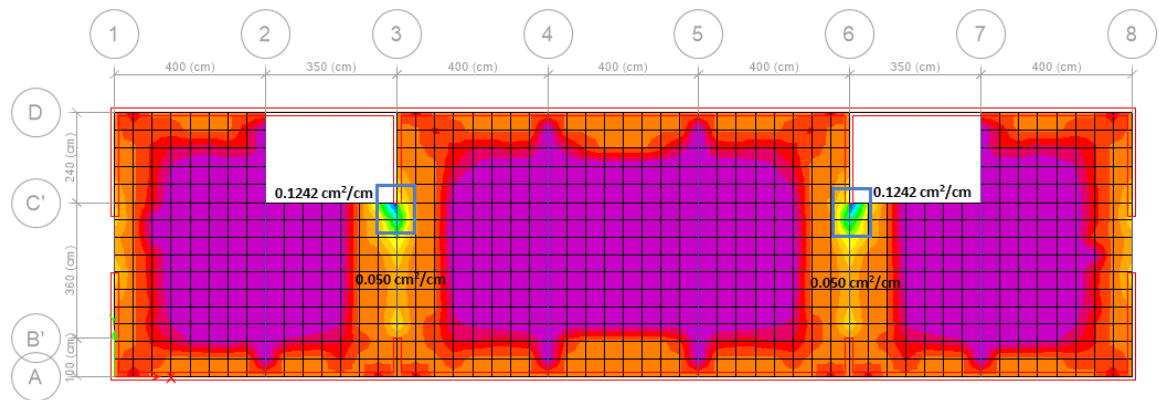
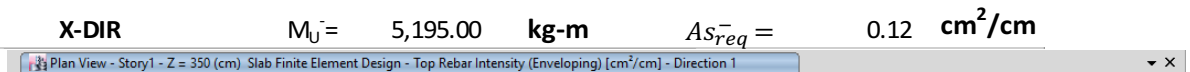


Fig. 5.18. Diagrama de Esfuerzos de Momento Positivo en Dirección X para el Nivel 1.

• Método de Franjas

En la fig. 5.19 se muestra las franjas de diseño de 1 metro de ancho definidas para la losa del Nivel 1 (Losa de Entrepiso), en las direcciones de análisis ortogonales definidas en el programa como LAYER A (Dir-Y) y LAYER B (Dir-X) tal como se muestra en la Fig. 5.20, en la cual el programa satisface las demandas para momento negativo con Ref. # 4 @ 12 cm y satisface las demandas para momento positivo con Ref. #4 @ 25 cm.

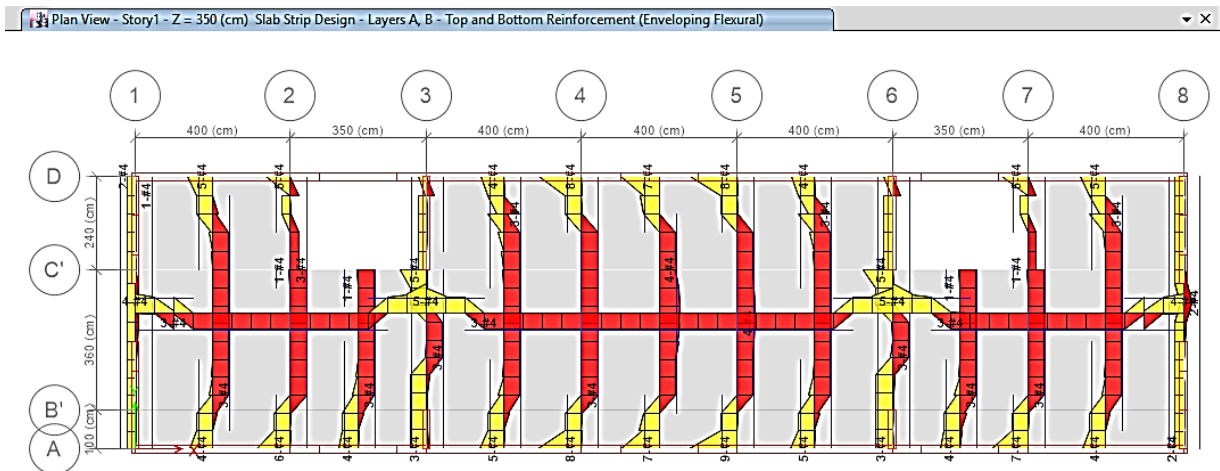


Fig. 5.19. Franjas de Diseño para refuerzo de Losa del Nivel 1 en X-DIR y Y-DIR

	Bar Size	Spacing (cm)
Top	#4	12
Bottom	#4	25

Nota: Ver detallado de refuerzon en Anexo iii.

Fig. 5.20. Refuerzo Propuesto en X-DIR y Y-DIR para el Nivel 1

- **Cálculo Manual**

Límite de cuantías de refuerzo

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{14}{f_y}; \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y}\right)$$

$$\rho_{min} = 0.003$$

$$\rho_{max} = 0.025$$

Diseño de Refuerzo Principal

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

Y-DIR	$R_n^+ =$	11.85	kg/cm²
	$R_n^- =$	25.65	kg/cm²
X-DIR	$R_n^+ =$	8.25	kg/cm²
	$R_n^- =$	22.27	kg/cm²

Revisión de cuantía de Refuerzo

$$\rho = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - 2 \left(\frac{R_n}{0.85 f'_c} \right)} \right]$$

Y-DIR	$\rho^+ =$	0.003	$As_{req}^+ =$	4.38	cm²
	$\rho^- =$	0.007	$As_{req}^- =$	9.94	cm²
X-DIR	$\rho^+ =$	0.002	$As_{req}^+ =$	3.02	cm²
	$\rho^- =$	0.006	$As_{req}^- =$	8.52	cm²

Acero de refuerzo Propuesto

Y-DIR	4 var.	# 4	$A_s^+ =$	5.07	cm²
	8 var.	# 4	$A_s^- =$	10.13	cm²
X-DIR	3 var.	# 4	$A_s^+ =$	3.80	cm²
	7 var.	# 4	$A_s^- =$	8.87	cm²

Separación maxima	2h=	40	cm
--------------------------	-----	----	-----------

Y-DIR	Sep ⁺ =	25.00	cm	25.00	cm	(Rige)
	Sep ⁻ =	12.50	cm	12.00	cm	(Rige)
X-DIR	Sep ⁺ =	50.00	cm	30.00	cm	
	Sep ⁻ =	16.67	cm	15.00	cm	

La losa de 20 cm se refuerza con doble malla por:

Momento Positivo: Ref. #4 @ 12 cm A/D.

Momento Negativo: Ref. #4 @ 25 cm A/D

Ver detallado de Refuerzo en losa de Entrepiso en Anexo iii.

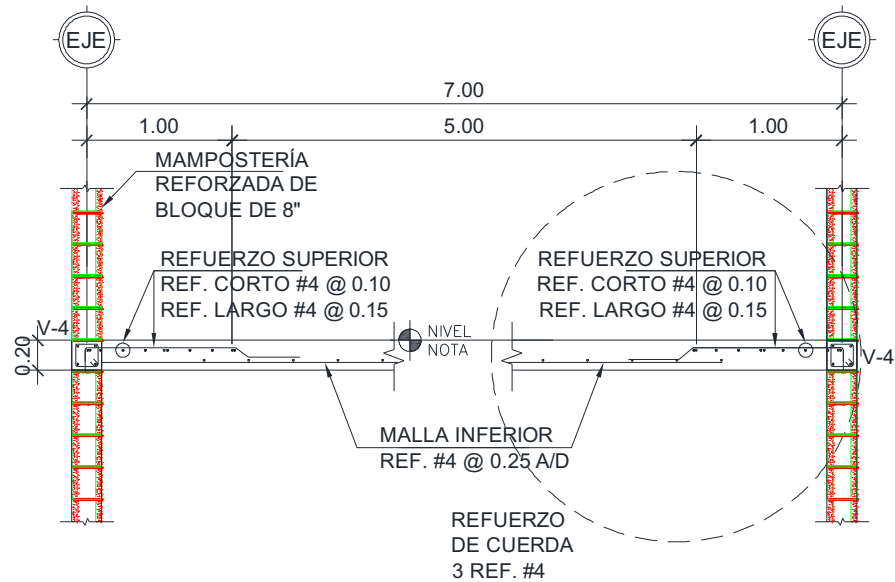


Fig. 5.21. Sección transversal de Losa de Entrepiso en Dirección Transversal

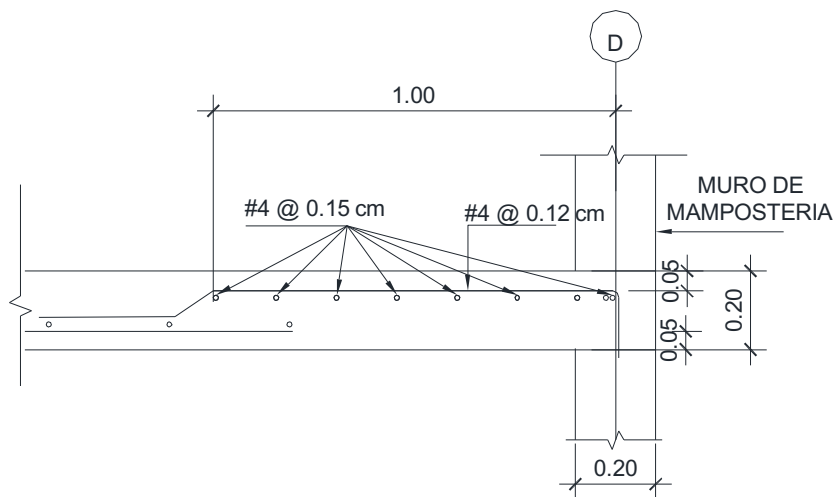


Fig. 5.22. Detalle de losa de entrepiso

5.4. Diseño de Diafragmas de Concreto

La acción del diafragma como elemento de concreto reforzado debe cumplir con los requerimientos del Capítulo 12 del ACI 318-14 y con la Sección 18.12 para estructuras asignadas a la categoría de Diseño Sísmico C, D, E, y F.

El Manual IBC 2012 de la SEAOC para Edificios de Concreto establece un procedimiento de diseño del diafragma empleando el programa ETABS para la obtención de las demandas de esfuerzo en el plano del diafragma. El procedimiento empleado en esta sección con base en el manual anterior se detalla a continuación,

- Definir Caso de Carga de Fuerzas Estáticas, F_{xi} , calculadas en la sección 4.2.7 de esta monografía.
- Definir el Caso de Fuerzas del diafragma en cada nivel, F_{pi} , calculadas en la Sección 4.2.8.
- Establecer el factor de correlación de fuerzas $Y=F_{pi}/F_{xi}$ en cada nivel.
- Obtener los esfuerzos de cortante acumulado en cada nivel empleando “Cortes de Sección” para las combinaciones de carga que incluyen los efectos de sismo, en el modelo estructural elaborado en ETABS.
- Obtener las demandas de momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales, a través de un modelo analítico de viga horizontal elaborado en SAP2000.
- Diseñar el diafragma y segmentos de diafragmas sometidos a esfuerzos de flexión en el plano mediante refuerzos de borde.
- Diseñar los colectores donde se requiera transferir los esfuerzos de cortante entre los elementos verticales resistentes.

5.4.1. Demandas en el Diafragma

En esta sección se establece la correlación de fuerzas laterales entre las Fuerzas inelásticas obtenidas en el análisis estructural del edificio que se determinaron en la sección 4.2.7., con respecto a las fuerzas elásticas para el diseño del diafragma que se determinaron en la sección 4.2.8. de esta monografía. Dicha correlación de fuerzas se presenta en la tabla 5.6.

Tabla 5.6. Factor de correlación entre Fuerza en Dirección X y Y

NIVELES	F_x	F_{px}	Y_x	F_y	F_{py}	Y_y
	(Ton)	(Ton)	(F_i/F_{px})	(Ton)	(Ton)	(F_i/F_{py})
2	70.36	74.77	1.06	87.94	93.15	1.06
1	66.05	101.34	1.53	82.56	118.59	1.44
	136.40	176.12		170.50	211.74	

5.4.2. Fuerzas Cortante en cada nivel

El cortante en cada nivel se extraen del modelo numérico en ETABS, realizando un “Corte de Sección” en la base de cada nivel de la estructura, se obtuvieron los Cortantes acumulados como se ilustra en las Fig. 5.23 Los esfuerzos cortantes en cada nivel para los ejes resistentes en X y Y se presentan en la tabla 5.7

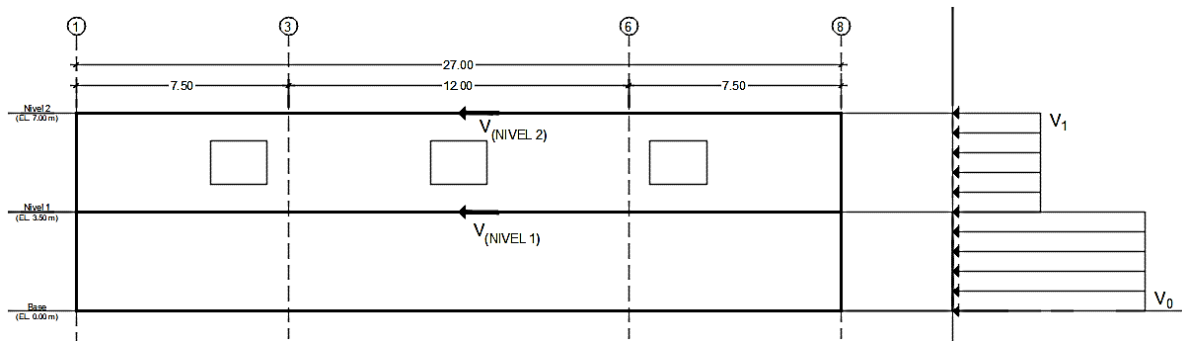


Fig. 5.23. Distribución de Fuerzas Cortantes por nivel en la dirección longitudinal.

Tabla 5.7. Esfuerzos de Cortante del Diafragma por nivel

NIVELES	V_A	V_D	V_1	V_3	V_6	V_8
	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]
2	30.8	31.52	32.89	17.18	17.29	32.81
1	34.36	33.36	9.27	23.38	22.8	9.78
Base	65.16	64.88	42.16	40.56	40.09	42.59

5.4.3. Diseño de Diafragma de Techo

Se considera el diafragma de techo como una viga horizontal de profundidad igual a la altura total del diafragma apoyada sobre los elementos verticales que se representan como apoyos simples.

- **Análisis en dirección X**

Se considera la viga horizontal apoyada sobre los ejes A y D como se muestra en la Fig. 5.24 con las siguientes características

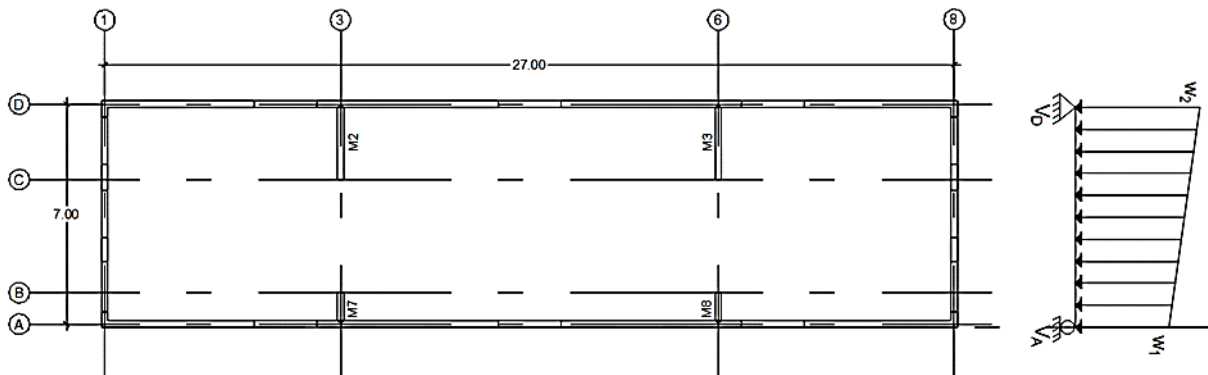


Fig. 5.24. Análisis de Viga Horizontal en dirección X

Las fuerzas cortantes en los ejes A y D se consideran las Reacciones en los apoyos

$$R_A = V_A = 30.80 \text{ ton} \quad (\text{Tabla 5.7})$$

$$R_D = V_D = 31.52 \text{ ton} ; \text{ (Rige)} \quad (\text{Tabla 5.7})$$

Se determinan las cargas distribuidas w_1 y w_2 por equilibrio estático como se muestra en la Fig. 5.25

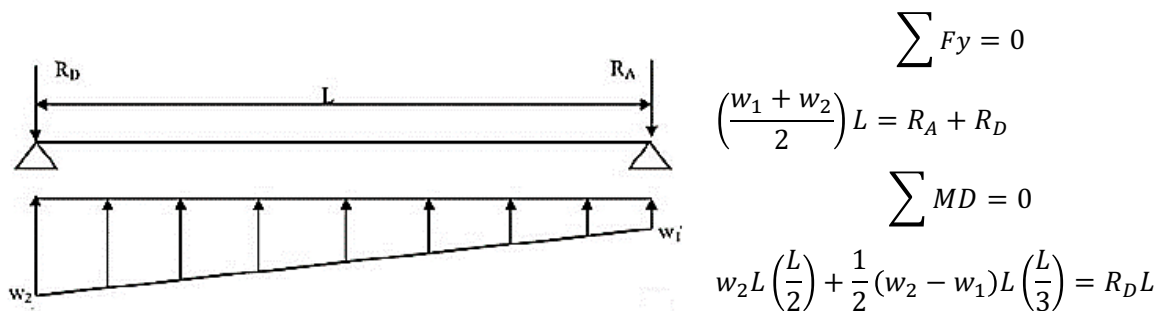


Fig. 5.25. Equilibrio estático de la viga horizontal

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen las cargas distribuidas en la viga horizontal

$$\omega_1 = 8.59 \text{ ton/m}$$

$$\omega_2 = 9.21 \text{ ton/m}$$

- **Diseño por Flexión**

A partir de las cargas distribuidas se analiza la viga horizontal por flexión a través de un modelo análogo de viga ejecutado en SAP2000 como se muestra en la Fig. 5.26 que tiene las siguientes características;

$$L_{diaf} = 7 \text{ m}$$

$$H_{diaf} = 27 \text{ m}$$

$$B_{unit} = 1 \text{ m} \leq H_{diaf}/4 = 6.75 \text{ m} , \text{ Cumple!} \quad (12.5.2.3 \text{ ACI } 318-14)$$

$$D_{diaf} = H_{diaf} - B_{unit} = 26 \text{ m}$$

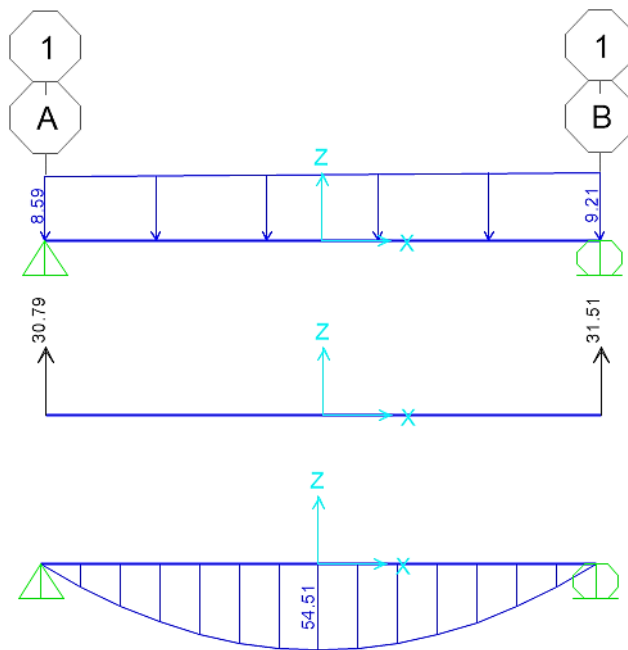


Fig. 5.26. Diagrama de Cortante y Momento para análisis de viga horizontal en dirección X (Modelo en SAP2000)

Las cargas distribuidas provocan esfuerzos de Tensión y Compresión en el diafragma, que se determinan a partir del Momento Máximo de Diseño obtenido del modelo en SAP2000, el cual se determina utilizando por el factor de correlación de fuerzas del Nivel 2 en dirección X; como se muestra a continuación;

$$\eta_x = 1.06 \quad \text{(Tabla 5.6)}$$

$$M_{max} = 54.51 \text{ ton} - m \quad \text{(Fig. 5.26)}$$

$$T = \eta_x \frac{M_{max}}{D_{diaf}} = 1.06 \frac{54.51}{26 \text{ m}} \text{ ton} - m = 2.23 \text{ ton}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{T}{\phi f_y} = \frac{2.23 \text{ ton} * 1000 \text{ Kg/ton}}{0.9 * 2800 \text{ kg/cm}^2} = 0.88 \text{ cm}^2$$

Se verifica refuerzo mínimo a flexión de la viga horizontal

$$A_{s_{min}} = 0.002 b t = 0.002 * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{(Tabla 7.6.1.1. ACI 318)}$$

$$A_{s_{min}} > A_{s_{req}} ; \text{ "Gobierna acero mínimo por flexión"}$$

usar; 3 var. # 4

$$A_s = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s_{min}} ; \text{ **Cumple!**}$$

El espaciamiento mínimo debe cumplir con la sección 25.2 del ACI 318-14 y la separación máxima con la sección 12.7.2.2., el recubrimiento mínimo de concreto libre de 2.5 diámetros de barra longitudinal, pero no menor de 5 cm.

$$Sep_{min} = \begin{cases} 2.5 d_b = 3.81 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} ; \text{ (Rige)} \end{cases}$$

$$Sep_{max} = \begin{cases} 5 h = 75 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \text{ (Rige)} \end{cases}$$

$$Sep = 100 \text{ cm} / (3 - 1) = 45 \text{ cm}$$

$$Sep > Sep_{min} ; \text{ **Cumple!**}$$

La resistencia a Flexión del Diafragma es la siguiente;

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3.8 \text{ cm}^2 \times 2,800 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 \times 700 \text{ cm}} = 0.085 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 3.80 \text{ cm}^2 \times 2,800 \text{ kg/cm}^2 (2,600 \text{ cm} - 0.085/2) / 100,000 = 248 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\phi M_n > M_u ; \text{ Cumple!}$$

La resistencia del diafragma es mucho mayor que el momento ultimo debido a que se propuso usar el acero mínimo por flexión de 3 var. # 4 @ 45 cm en 1 ancho de 1 m.

- **Diseño por Cortante**

Se considera que el cortante se distribuye uniformemente en la toda la altura del diafragma en los apoyos A y D, los cuales se multiplica por el factor de correlación de fuerzas γ_x de la tabla 5.6 correspondiente al Nivel 2 para obtener las demandas de cortante distribuidos en el diafragma;

$$\begin{aligned} v_A &= \gamma_x V_A / L_A & 1.21 \text{ ton/m} \\ v_D &= \gamma_x V_D / L_D & 1.21 \text{ ton/m} \quad (\text{Rige}) \end{aligned}$$

Se verifica la resistencia a cortante del concreto sea mayor que el cortante distribuido en el Eje D.

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\sqrt{210} = 14.49 \text{ kg/cm}^2 < 27 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ Cumple!} \quad (\text{Secc.12.5.3.3. ACI 318-14})$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.75 \times 0.53 \times 14.49 \text{ kg/cm}^2 \times 9.37 \text{ cm} \times 100 \text{ cm/m} = \\ &5.39 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq v_D ; \text{ Cumple!}$$

El diafragma es capaz de soportar las fuerzas de cortante distribuidas en toda la altura del diafragma.

- **Análisis en Dirección Y**

Se considera una viga horizontal continua sobre los apoyos en los ejes 1, 3, 6 y 8; tal como se muestra en la fig. 5.27

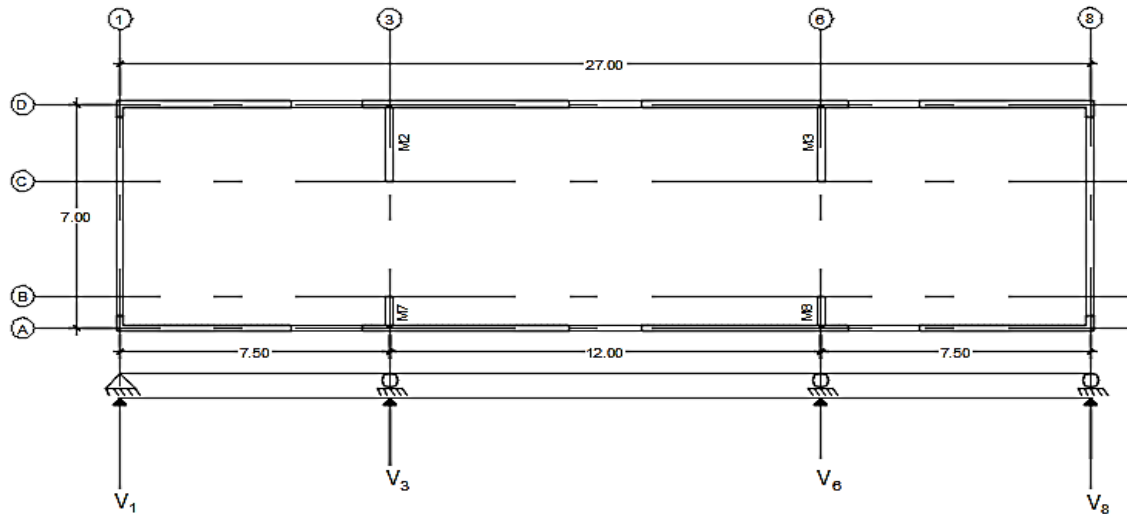


Fig. 5.27. Analogía de viga Horizontal en dirección Y

Las reacciones en los apoyos se obtienen de la tabla 5.7 para los Ejes 1, 3, 6, y 8;

$R_1 =$	32.89	ton	(Tabla 5.7)
$R_3 =$	17.18	ton	
$R_6 =$	17.29	ton	
$R_8 =$	32.81	ton	

- **Diseño por Flexión**

Se analiza por flexión el diafragma como una viga horizontal continua apoyada en los ejes e1, 3, 6 y 8 sometidas a una carga distribuida como se muestra en la fig. 5.28.

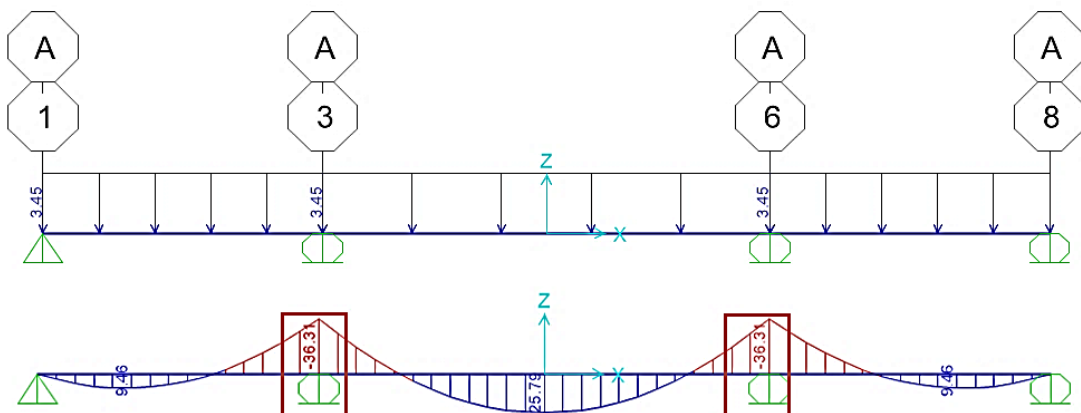


Fig. 5.28 Diagrama de Momento Flexionante de viga continua en dirección Y.

Las características de la viga horizontal son las siguiente;

$$L_{diaf} = 27 \text{ m}$$

$$H_{diaf} = 7 \text{ m}$$

$$B_{unit} = 1 \text{ m} \leq H_{diaf}/4 = 1.75 \text{ m} , \text{ **Cumple!** } \quad (12.5.2.3 \text{ ACI } 318-14)$$

$$D_{diaf} = H_{diaf} - B_{unit} = 6 \text{ m}$$

Momento máximo de Diseño por Flexión

$$F_{px} = 93.15 \text{ ton} \quad (\text{Tabla 5.7})$$

$$F_{px}/L_{diaf} = 3.45 \text{ ton/m}$$

$$M_{max} = 36.31 \text{ ton-m}$$

Esfuerzo en Tensión del diafragma

$$\phi_y = 1.06 \quad (\text{Tabla 5.6})$$

$$T = \gamma \frac{M_{max}}{D_{diaf}} = 6.41 \text{ Ton}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{T}{\phi_f y} = 2.54 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima

$$usar; \quad 3 \quad \text{var\#} \quad \#4$$

$$db = 1.27 \text{ cm}$$

$$As = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$As \geq As_{min} ; \text{ **cumple!** }$$

Separación

$$Sep_{min} = 5.00 \text{ cm}$$

$$Sep_{max} = 45.00 \text{ cm}$$

$$Sep = 45.00 \text{ cm}$$

$$Sep > Sep_{min} \quad \text{ **cumple!** }$$

- **Diseño por Cortante**

Se considera que el cortante se distribuye uniformemente en la toda la altura del diafragma en los apoyos, los cuales se multiplica por el factor de correlación de fuerzas, γ_y , de la tabla 5.6 correspondiente al Nivel 2 para obtener las demandas de cortante distribuidos en el diafragma;

$$\begin{aligned} v_1 &= \gamma_y R_1 / L_1 = 4.98 \quad \text{ton/m} \quad (\text{Rige}) \\ v_3 &= \gamma_y R_3 / L_3 = 2.60 \quad \text{ton/m} \\ v_6 &= \gamma_y R_6 / L_6 = 2.62 \quad \text{ton/m} \\ v_8 &= \gamma_y R_8 / L_8 = 4.96 \quad \text{ton/m} \end{aligned}$$

La resistencia al cortante del concreto por cada metro de longitud es el siguiente

$$\Phi v_n = \Phi 2\sqrt{f'_c} b d = 5.36 \quad \text{ton/m}$$

$$\Phi v_n \geq v_1 \quad \text{Cumple!}$$

- **Diseño de Colector**

Los colectores deben diseñarse como miembros a tracción o compresión de acuerdo con la sección 22.4 del ACI 318-14. Las fuerzas de tracción y compresión en un colector están determinadas por las fuerzas axiales distribuidas uniformemente a lo largo total del diafragma, v_y , y las fuerzas axiales a través de la longitud de los muros resistentes, v_m . Dichos fuerzas axiales distribuidas se multiplican por el factor de correlación de fuerzas, γ_y ; tal como se muestra a continuación;

$$\gamma_y V_1 = 1.06 * 32.89 \text{ ton} = 34.84 \text{ ton}$$

$$v_1 = \gamma_y R_1 / H_{diaf} = 34.84 \text{ Ton} / 7\text{m} = 4.98 \text{ ton/m}$$

$$v_{muro} = \gamma_y R_1 / L_{muro} = 34.84 \text{ Ton} / 5.5 \text{ m} = 6.33 \text{ ton/m}$$

La distribución de fuerza axial en cada punto del colector se presenta a continuación

$$P_A = (v_1) L_A = 4.98 \text{ ton/m} \times 0\text{m} = 0.00 \text{ ton}$$

$$P_{B'} = (v_1 - v_{muro}) L_{(AB')} = (4.98 \text{ ton/m} - 6.33 \text{ ton/m}) \times 2.75\text{m} = - 3.73 \text{ ton}$$

$$P_{C'} = v_1 L_{(AC')} - v_{muro} L_{(AB')} = 4.98 \text{ ton/m} \times 4.25 \text{ m} - 6.33 \text{ ton/m} \times 2.75\text{m} = 3.73 \text{ ton}$$

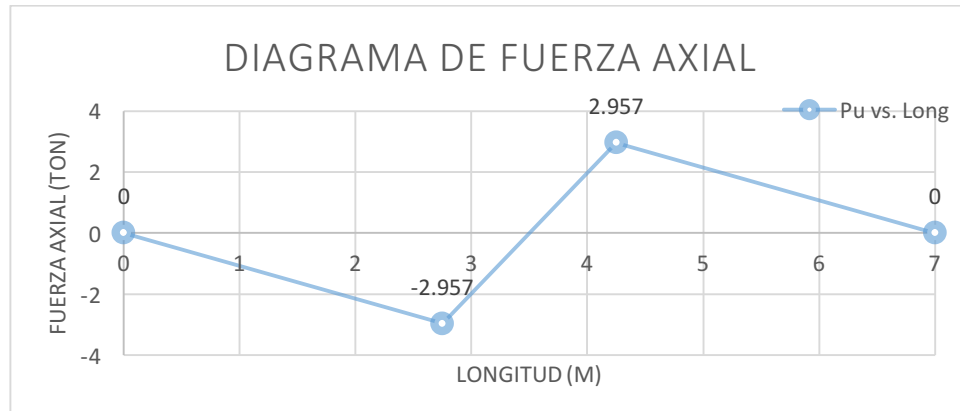


Fig. 5.29. Diagrama de Fuerza Axial en colector del Eje 1.

Los elementos colectores con esfuerzos en compresión que excedan $0.2 f'_c$ debe usarse refuerzo transversal que cumplan con la sección 18.7.5.2.(a) hasta (c). En este caso la fuerza Axial no excede el esfuerzo prescrito y se diseña el colector considerando el factor de sobrerresistencia $\Omega_0 = 2.5$, como se muestra a continuación

$$0.2 f'_c b h = 0.2 \times 0.21 \text{ ton/cm}^2 \times 15 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 18.90 \text{ ton}$$

$$P'_c = 3.73 \text{ ton} < 18.90 \text{ ton}$$

En estructuras asignadas a las Categoría de Diseño sísmico C, D, E, y F. Los colectores deben diseñarse para resistir el máximo de los siguientes;

$$\Omega_0 F_x = 2.5 \times P'_c / \gamma_y = 8.81 \text{ ton}$$

$$\Omega_0 F_{px} = 2.5 \times 3.73 = 9.33 \text{ ton (Rige)}$$

$$0.2 S_{DS} I_e w_{px} = 0.2 \times 1.0 \times 1.19 \times 9.80 \text{ ton} = 2.33 \text{ ton}$$

El diseño del elemento colector se realiza mediante un modelo en SAP2000 de una sección de 20X30 cm sometida a una fuerza Axial de 9.33 ton y una carga distribuida de 1.07 ton/m por carga muerta y 0.2 ton/m por carga viva. Los resultados del diseño demuestran que la viga es capaz de resistir por si misma los esfuerzos de compresión con una capacidad de 32%

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3

Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.328	20.161	0.453	0.381	0.428	0.489

El cálculo manual de la resistencia a fuerza Axial de un segmento de losa de 15x10 cm y 2 refuerzo #4 son suficientes para resistir el esfuerzo último $P_u = 20.16$ ton provenientes del análisis de la sección.

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$A_g = 150 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = 0.85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 (150 - 2.54) \text{ cm}^2 + 2,800 \text{ kg/cm}^2 \times 2.54 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = 33.43 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 33.43 = 25.08 \text{ ton} > P_u = 20.16 \text{ ton}$$

$$\%Cap = 80 \%$$

Usar 2 Refuerzos #4 a lo largo de todo el diafragma para el refuerzo del colector

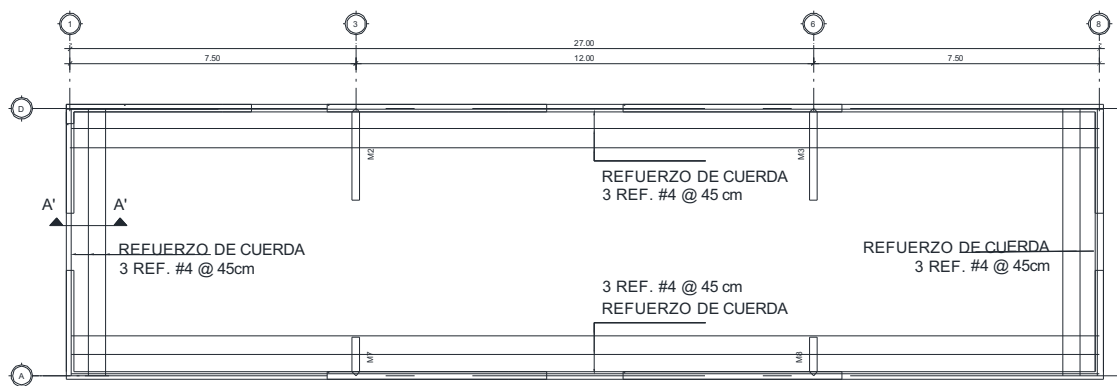


Fig. 5.30. Distribución de Refuerzo de Tirante del Nivel 2

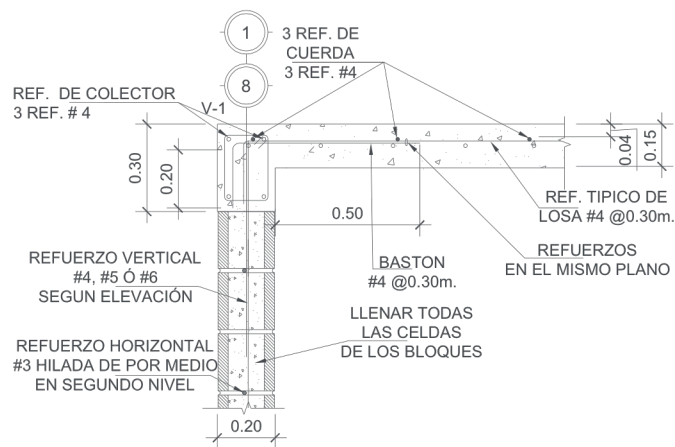


Fig. 5.31. Corte de Sección A'-A'

5.4.4. Diseño de Diafragma de Entrepiso

En esta sección se presenta el diseño del diafragma de entrepiso aplicando el mismo procedimiento del diafragma de techo tomando en cuenta las aberturas en el diafragma.

- **Análisis en Dirección X**

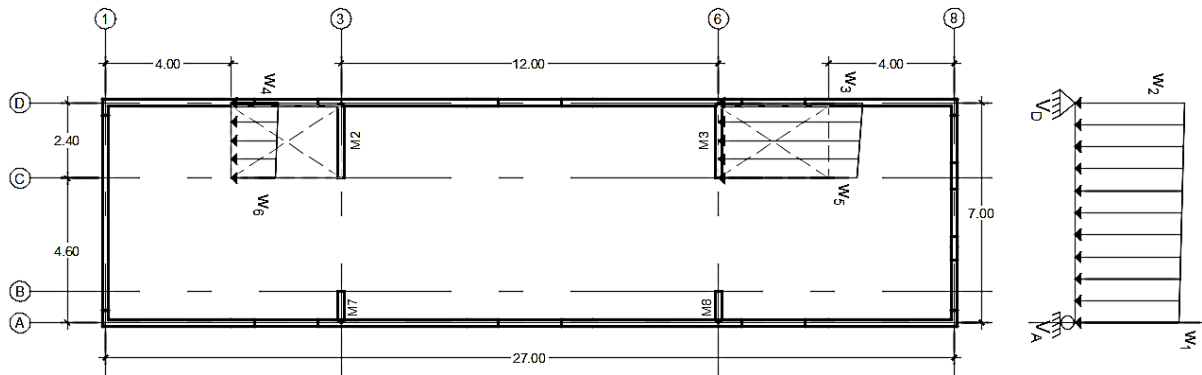


Fig. 5.32. Analogía de Viga horizontal en Dirección X en el Nivel 1

Las Reacciones en los ejes A y D para el Nivel 1 se tomaron de la tabla 5.7,

$$R_A = 34.36 \text{ ton}$$

$$R_D = 33.36 \text{ ton}$$

- **Diseño por Cortante**

Se considera que el cortante se distribuye uniformemente en la toda la altura del diafragma en el Eje A, el cual tiene una longitud de $L_A = 27 \text{ m}$, y en el Eje D se considera que el cortante se distribuye en toda la altura del diafragma meno considerando los boquetes la longitud sería de $L_D = 27 - 7 \text{ m} = 20 \text{ m}$. Dichos esfuerzos se multiplica por el factor de correlación de fuerzas γ_x de la tabla 5.6 correspondiente al Nivel 1 para obtener las demandas de cortante del diafragma;

$$v_A = \gamma_x R_A / L_A = 1.95 \text{ ton/m}$$

$$v_D = \gamma_x R_D / L_D = 2.56 \text{ ton/m} \quad (\text{Rige})$$

Se verifica la resistencia a cortante del concreto sea mayor que el cortante distribuido calculado en el Eje D

$$\Phi V_n = \Phi 2\sqrt{f'c} b d = 8.20 \text{ ton/m}$$

$$\Phi V_n \geq v_D \quad \text{Cumple!}$$

El diafragma es capaz de soportar las fuerzas de cortante distribuidas en toda la altura del diafragma

- **Diseño por Flexión**

Por equilibrio estático se determinan de esfuerzos distribuidos en la viga ω_1 y ω_2

$$\begin{aligned}\omega_1 &= 11.23 \text{ ton/m} \\ \omega_2 &= 8.56 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

A partir de los esfuerzos distribuidos se construye el modelo análogo de la viga horizontal en SAP2000 y se obtiene el momento máximo de diseño del diafragma.

Características de la Viga Horizontal

$$\begin{aligned}H_{diaf} &= 27.00 \text{ m} \\ H_{diaf}/4 &= 6.75 \text{ m} \\ B_{unt} &= 1.00 \text{ m} \\ B_{unt} &< H_{diaf}/4 \quad \text{Cumple!} \\ D_{diaf} &= 26.00 \text{ m}\end{aligned}$$

Calculo de Refuerzo por flexión en el plano del diafragma

$$\beta_x = 1.53 \quad \text{(Tabla 5.6)}$$

$$M_{max} = 59.78 \text{ ton} - \text{m}$$

$$T = \gamma \frac{M_{max}}{D_{diaf}} = 3.53 \text{ Ton}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{T}{\phi f_y} = 1.40 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima

$$A_{s_{min}} = 0.002 * b * t = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$usar; \quad 4 \quad \text{var\#} \quad \#4$$

$$db = 1.27 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s_{min}} ; \text{cumple!}$$

Separación

$$Sep_{min} = 5.00 \quad \text{cm}$$

$$Sep_{max} = 45.00 \quad \text{cm}$$

$$Sep = 33.33 \quad \text{cm}$$

$$Sep > Sep_{min} \quad \text{cumple!}$$

Resistencia a Flexión

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = 0.795 \quad \text{cm}$$

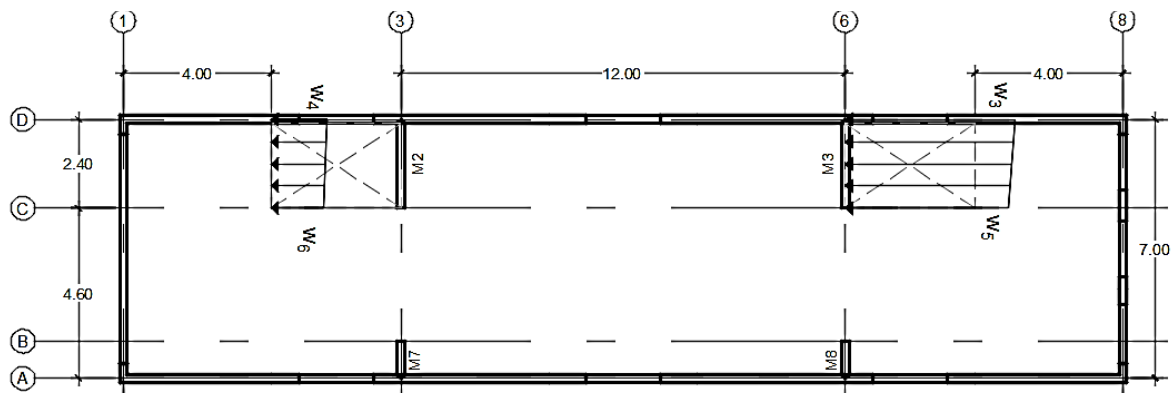
$$\phi M_n = 127.18 \quad \text{Ton-m}$$

$$\phi M_n > M_u \quad \text{Cumple!}$$

La resistencia del diafragma es mucho mayor que el momento ultimo debido a que se propuso usar el acero mínimo por flexión de **4 var. # 4 @ 33 cm en 1 ancho de 1 m.**

- **Diseño por flexión considerando las aberturas**

Se analiza segmentos de cuerda alrededor aberturas entre los ejes C y D debido al comportamiento a flexión resultante de las fuerzas laterales. Los esfuerzos a cada lado de las aberturas w_3 , w_4 , w_5 y w_6 se obtienen por relación de triángulos tal como se muestra a continuación;



$$\omega_3 = \omega_2 \left(\frac{12}{27} \right) = 4.11 \quad \text{ton/m}$$

$$\omega_4 = \omega_2 \left(\frac{4}{27} \right) = 1.37 \quad \text{ton/m}$$

$$\omega_5 = \left[(\omega_2 - \omega_1) \left(\frac{4.6}{7} \right) + \omega_1 \right] \left(\frac{12}{27} \right) = 4.24 \quad \text{ton/m}$$

$$\omega_6 = \left[(\omega_2 - \omega_1) \left(\frac{4.6}{7} \right) + \omega_1 \right] \left(\frac{4}{27} \right) = 1.41 \quad \text{ton/m}$$

A partir de los esfuerzos alrededor de las aberturas se analiza por flexión a través de un modelo análogo de viga construido en SAP2000, la cual tiene las características siguientes;

$$\begin{aligned} L_{DC} &= 2.4 \quad \text{m} \\ H_{diaf} &= 4 \quad \text{m} \\ H_{diaf}/4 &= 1 \quad \text{m} \\ D_{diaf} &= 3.00 \quad \text{m} \end{aligned}$$

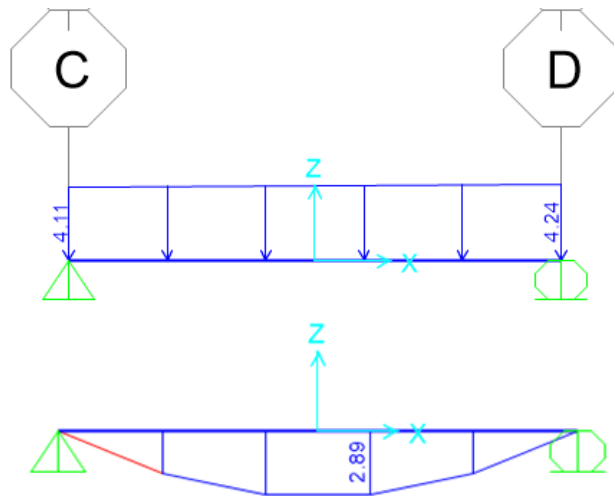


Fig. 5.33. Diagrama de viga horizontal alrededor de la abertura en entre ejes C y D.

Calculo de Refuerzo por flexión alrededor de las aberturas

$$M_{max} = 2.89 \quad \text{ton-m}$$

$$\gamma_x = 1.53$$

$$T = \gamma \frac{M_{max}}{D_{diaf}} = 1.23 \quad \text{Ton}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{T}{\phi f_y} = 0.49 \quad \text{cm}^2$$

Cuantía mínima

$$A_{s_{min}} = 0.002 * b * t = 4.00 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{usar; } 4 \quad \text{var\#} \quad \#4$$

$$d_b = 1.27 \quad \text{cm}$$

$$A_s = 5.07 \quad \text{cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s_{min}} ; \text{cumple!}$$

Separación

$$Sep_{min} = 5.00 \quad \text{cm}$$

$$Sep_{max} = 45.00 \quad \text{cm}$$

$$Sep = 33.33 \quad \text{cm}$$

$$Sep > Sep_{min} \quad \text{cumple!}$$

Longitud de desarrollo

$$L_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{25 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b = 94.23 \quad \text{cm}$$

$$\psi_t = 1$$

$$\psi_e = 1$$

$$\lambda = 1$$

$$in = 2.54 \quad \text{cm}$$

- **Análisis en Dirección Y**

Se considera una viga continua sobre los apoyos en los ejes 1, 3, 6 y 8 tal como se muestra en la fig. 5.34

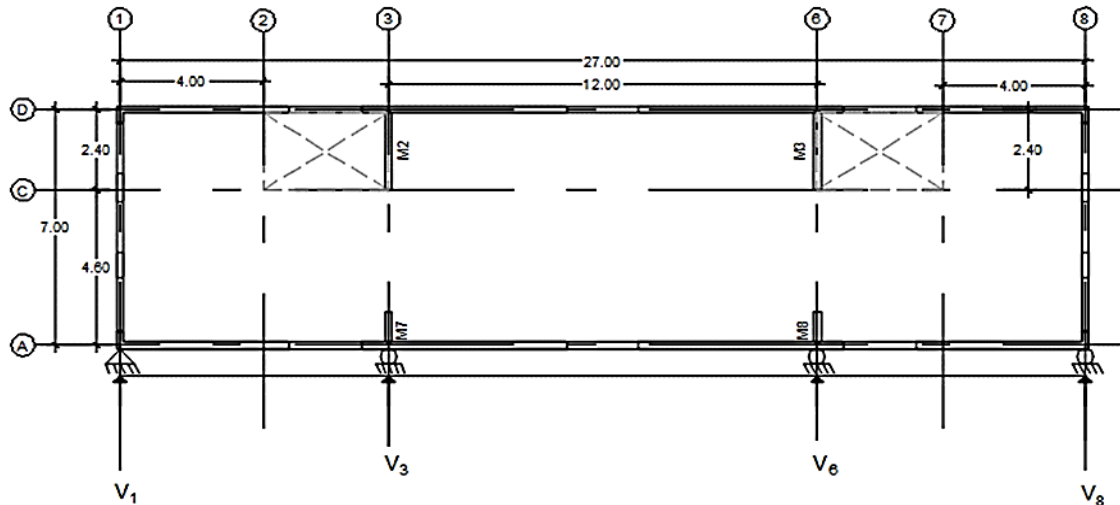


Fig. 5.34. Analogía de Viga horizontal en Dirección Y en el Nivel 1

Cortante en los apoyos se obtienen de la tabla 5.7 para los Ejes 1, 3, 6, y 8;

$$\begin{aligned} R_1 &= 9.27 \text{ ton} \\ R_3 &= 23.38 \text{ ton} \\ R_6 &= 22.80 \text{ ton} \\ R_8 &= 9.78 \text{ ton} \end{aligned}$$

Considerando la distribución de cortante es uniforme en toda altura total del diafragma que tiene un longitud total de 7 m en los ejes 1 y 8. Considerando las aberturas en los ejes 3 y 6 se tiene una longitud de $L_3 = L_6 = 7 - 2.4 = 4.6 \text{ m}$

$$\begin{aligned} v_1 &= \gamma_y R_1 / L_1 = 1.90 \text{ ton/m} \\ v_3 &= \gamma_y R_3 / L_3 = 7.30 \text{ ton/m} \quad (\text{Rige}) \\ v_6 &= \gamma_y R_6 / L_6 = 7.12 \text{ ton/m} \\ v_8 &= \gamma_y R_8 / L_8 = 2.01 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

- **Diseño por Cortante**

Resistencia a los esfuerzos de cortante distribuidos

$$\Phi V_n = \Phi 2\sqrt{f'c} b d = 8.20 \text{ ton/m}$$

$$d = 0.14 \text{ m}$$

$$\Phi V_n \geq v_3 \quad \text{Cumple!}$$

- **Diseño por Flexión**

Se considera el diafragma como una viga horizontal continua apoyada en los ejes e1, 3, 6 y 8 sometidas a una carga distribuida como se muestra en la fig. 5.35.

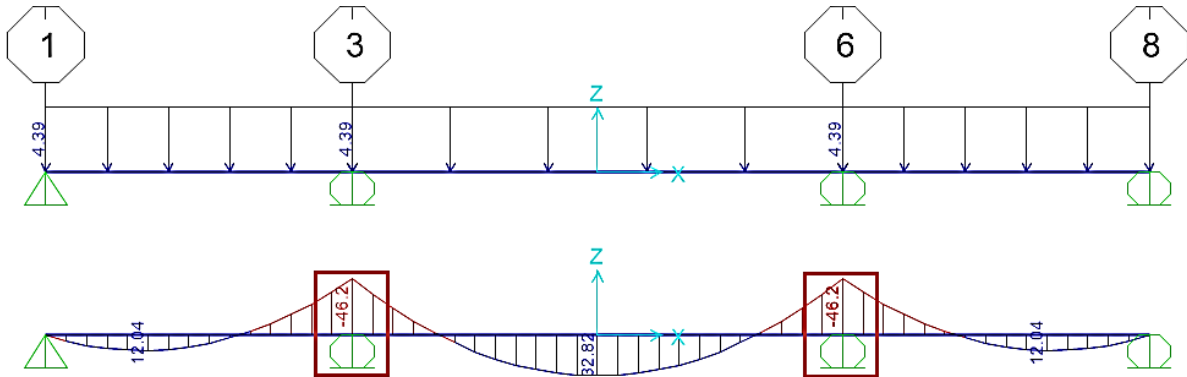


Fig. 5.35. Diagrama de Momento Flexionante de viga continua en dirección Y

Características de la viga horizontal

$$\begin{aligned}
 L_{diaf} &= 27 \text{ m} \\
 H_{diaf} &= 7 - 2.4 = 4.6 \text{ m} \\
 H_{diaf}/4 &= 1.15 \text{ m} \\
 B_{unit} &= 1 \text{ m} \\
 B_{unt} &< H_{diaf}/4 \quad \text{Cumple!}
 \end{aligned}$$

Momento máximo de Diseño por Flexión

$$\begin{aligned}
 F_{px} &= 118.59 \text{ ton} \\
 F_{px}/L &= 4.39 \text{ ton/m} \\
 M_{max} &= 46.2 \text{ ton-m} \\
 \gamma_y &= 1.44
 \end{aligned}$$

Calculo de Refuerzo por flexión en el plano del diafragma

$$A_{s_{min}} = 0.002 * b * t = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$T = \gamma \frac{M_{max}}{D_{diaf}} = 18.44 \text{ Ton}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{T}{\phi f_y} = 7.32 \text{ cm}^2$$

usar; 4 var# #5

db= 1.59 cm

$A_s = 7.92 \text{ cm}^2$

$A_s \geq A_{s_{req}}$; cumple!

Separación

$Sep_{min} = 25.00 \text{ cm}$

$Sep_{max} = 45.00 \text{ cm}$

$Sep = 34.00 \text{ cm}$

$Sep > Sep_{min}$ cumple!

Longitud de desarrollo

$L_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{25 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b = 94.23 \text{ cm}$

$\psi_t = 1$

$\psi_e = 1$

$\lambda = 1$

Resistencia a Flexión

$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

$a = 0.049 \text{ cm}$

$\phi M_n = 71.82 \text{ Ton-m}$

$\phi M_n > M_u$ Cumple!

$\% SD = 55\%$

El refuerzo de cuerda cumple con la resistencia con un porcentaje de sobrediseño 55% con el refuerzo propuesto de 4 var. #5 @ 34 cm.

- **Diseño de Colector**

Las fuerzas de tracción y compresión en el colector a lo largo del Eje 3 están determinadas por las fuerzas axiales distribuidas uniformemente a lo largo total del diafragma, v_y , y las fuerzas axiales a través de la longitud de los muros resistentes, v_m . Dichos fuerzas axiales distribuidas se multiplican por el factor de correlación de fuerzas, γ_y ; tal como se muestra a continuación;

$$\gamma_y R_3 = 1.44 * 21.31 \text{ ton} = 30.61 \text{ ton}$$

$$v_3 = \gamma_y R_3 / H_3 = 30.61 \text{ ton} / 4.6 \text{ m} = 6.65 \text{ ton/m}$$

$$v_{muro} = \gamma R_3 / L_{muro} = 30.61 \text{ ton} / 3.4 \text{ m} = 9.00 \text{ ton/m}$$

La distribución de fuerza axial en cada punto del colector se presenta a continuación

$$P_A = (v_3) L_A = 4.98 \text{ ton/m} \times 0 \text{ m} = 0.00 \text{ ton}$$

$$P_{B'} = (v_3 - v_{muro}) L_{(AB')} = (6.65 \text{ ton/m} - 9 \text{ ton/m}) \times 1.0 \text{ m} = -2.349 \text{ ton}$$

$$P_{C'} = v_3 L_{(AC')} - v_{muro} L_{(AB')} = 6.65 \text{ ton/m} \times 4.6 \text{ m} - 9.0 \text{ ton/m} \times 1.0 \text{ m} = 21.60 \text{ m (Rige)}$$

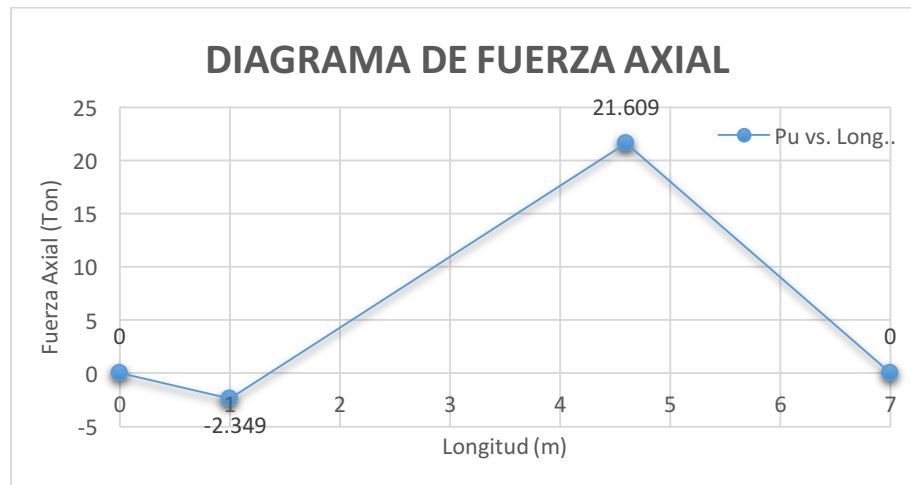


Fig. 5.36. Diagrama de Fuerza Axial en colector del Eje 1.

En estructuras asignadas a las Categoría de Diseño sísmico C, D, E, y F. Los colectores deben diseñarse para resistir el máximo de los siguientes;

$$\Omega_0 F_x = 2.5 \times P_{C'} / \gamma_y = 37.5 \text{ ton}$$

$$\Omega_0 F_{px} = 2.5 \times 21.60 = 54 \text{ ton (Rige)}$$

$$0.2 S_{DS} I_e w_{px} = 0.2 \times 1.0 \times 1.19 \times 11.01 \text{ ton} = 2.62 \text{ ton}$$

El diseño del elemento colector se realiza mediante un modelo en SAP2000 de una sección de 30x40 cm sometida a una fuerza Axial de 54 ton y una carga distribuida de 2.91 ton/m por carga muerta y 1.31 ton/m ton por carga viva.

```

ACI 318-14 COLUMN SECTION DESIGN  Type: Sway Special  Units: Tonf, m, C  (Summary)

Element      : 1                      B=0.300          D=0.400          dc=0.057
Section ID   : V-30X40                E=2194996.45     fc=2100.000      Lt.Wt. Fac.=1.000
Combo ID     : COMB1                  L=3.600          fy=28122.785     fys=28122.785
Station Loc  : 1.800                  RLLF=1.000

Phi(Compression-Spiral): 0.750      Overstrength Factor: 1.25
Phi(Compression-Tied):   0.650
Phi(Tension Controlled): 0.900
Phi(Shear):              0.750
Phi(Seismic Shear):      0.600
Phi(Joint Shear):        0.850

```

```

AXIAL FORCE & BIAKIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3

Capacity      Design      Design      Design      Minimum      Minimum
Ratio         Pu         M2         M3         M2         M3
0.912         54.000      1.487      8.336      1.309      1.471

```

El cálculo manual de la resistencia a fuerza Axial de un segmento de losa de 20x30 cm y 2 refuerzo #4 son suficientes para resistir el esfuerzo último $P_u = 54$ ton provenientes del análisis de la sección.

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$A_g = 600 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = 0.85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 (600 - 2.54) \text{ cm}^2 + 2,800 \text{ kg/cm}^2 \times 2.54 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = 113.75 \text{ ton}$$

$$\Phi P_n = 0.75 \times 113.75 = 85.31 \text{ ton} > P_u = 54 \text{ ton (¡Cumple!)}$$

$$\% Cap = 63.52\%$$

Usar 2 Refuerzos #4 a lo largo de todo el diafragma para el refuerzo del colector.

En los colectores con esfuerzos de compresión que excedan $0.2f'_c$, se debe detallar el refuerzo transversal de forma similar al de una columna que cumpla con la 18.7.5.2, incisos(a) hasta (e).

$$0.2f'_c b \times h = 0.2 \times 210 \text{ Kg/cm}^2 \times 30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 50.4 \text{ ton} > P_u = 54 \text{ ton}$$

- **Detalle de Tirante**

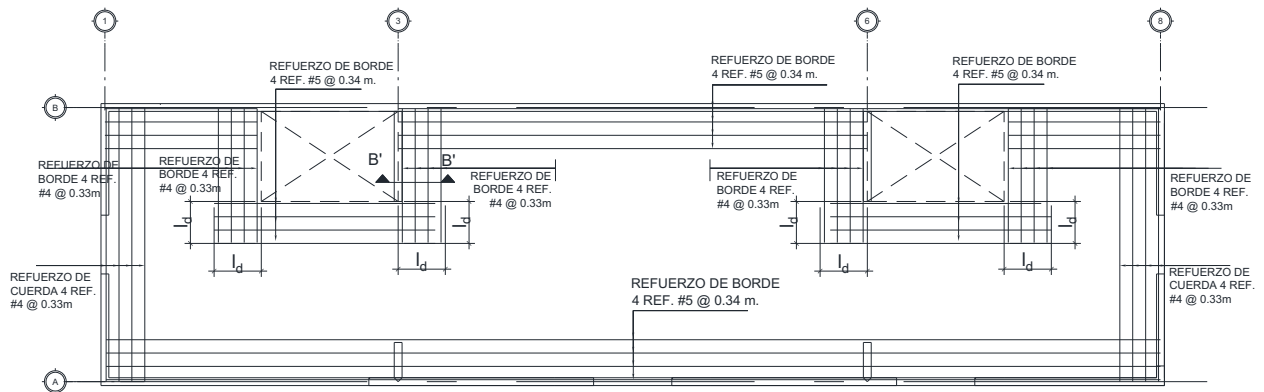


Fig. 5.37. Distribución de Refuerzo de Tirante del Nivel 1.

- **Detalle de Colector**

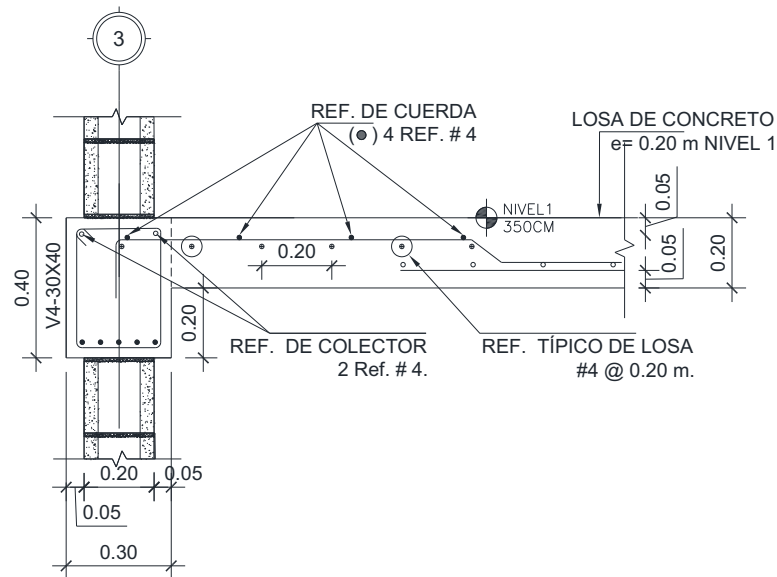


Fig. 5.38. Corte de Sección B'-B'.

***Ver detalles en planos del Anexo iii.**

5.5. Diseño de Muros de Mampostería Reforzada

5.5.1. Requisitos Mínimos

Los muros estructurales de mampostería reforzada deben cumplir con los siguientes requisitos del ACI 530-11:

- El espesor mínimo de muros portantes para estructuras de un nivel debe ser de 6 in (15 cm) y para edificios de más de 1 nivel debe ser de 8 in (20 cm) de acuerdo a la Sección 5.6.2.1. En este trabajo se usa un espesor de 20cm para los muros portantes de mampostería reforzada.
- Los requerimientos de estabilidad lateral del muro, h/t y L/t no deberá exceder 20 para unidades sólidas o completamente rellenas y 18 para otros tipos de unidades de acuerdo a la tabla 5.5.1.
- El refuerzo vertical debe ser de al menos # 4 de acuerdo a la Sección 1.18.3.2.3.1. En los extremos de paredes e intersecciones se coloca como mínimo 1 # 4 en cada una de las dos celdas. Alrededor de toda abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección debe colocarse como refuerzo mínimo una varilla # 4 o su equivalente.
- La cuantía mínima de refuerzo para el área de la sección bruta de la pared se establece en la Sección 1.18.3.2.6 inciso c). La suma de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical no debe ser menor de 0.002. La cuantía de refuerzo en cada una de las direcciones no debe ser menor de 0.0007 para mampostería con traslape (running bond).
- Toda celda que tenga refuerzo se llenará con concreto fluido.
- El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá exceder 121 cm de acuerdo al inciso a) de la Sección 1.18.3.2.6.
- El espaciamiento del refuerzo horizontal no deberá exceder 121 cm de acuerdo al inciso b) de la Sección 1.18.3.2.6.
- Las barras de refuerzo no deberán ser mayores que la No. 9, de acuerdo a la Secc. 3.3.3.1.
- La resistencia a la compresión especificada de la mampostería debe ser mayor o igual que $f'_m \geq 105 \text{ kgf/cm}^2$ de acuerdo a la Sección 3.1.8.1.1.

- El concreto fluido debe tener una resistencia mínima de $f'_g = 140 \text{ Kg/cm}^2$, el cual es mayor que f'_m , por lo cual, cumple con lo establecido a la Sección 3.1.8.1.2.

5.5.2. Diagramas de Momentos Flectores

Las figuras 5.39 y 5.40 muestran los diagramas de momento en los muretes (piers), los cuales, fueron obtenidos del análisis del programa ETABS para las combinaciones de cargas mayoradas que incluyen los efectos de sismo.

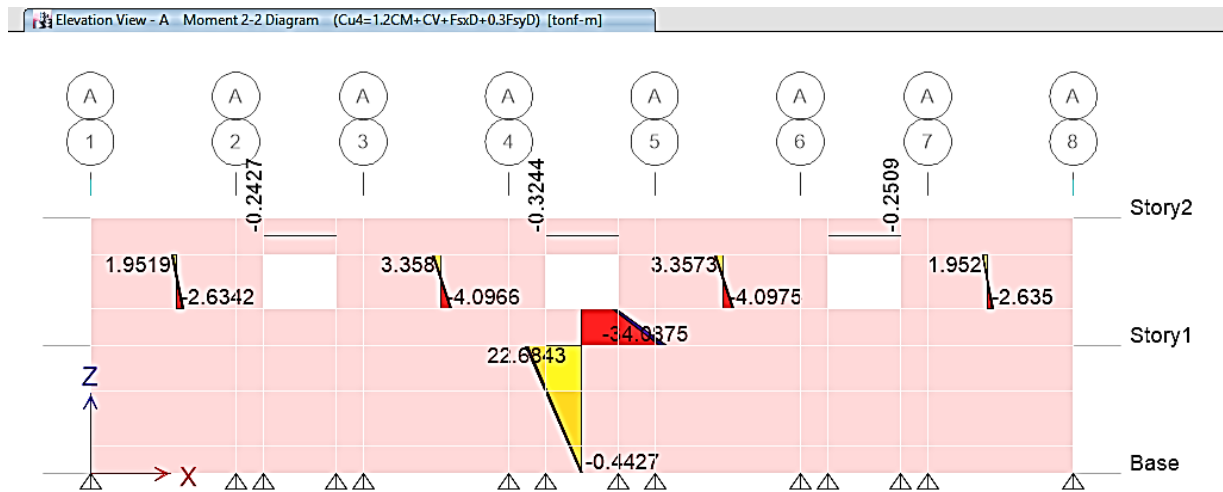


Fig. 5.39. Diagrama de Momentos Flectores M22 en [tonf-m] para Elevación A

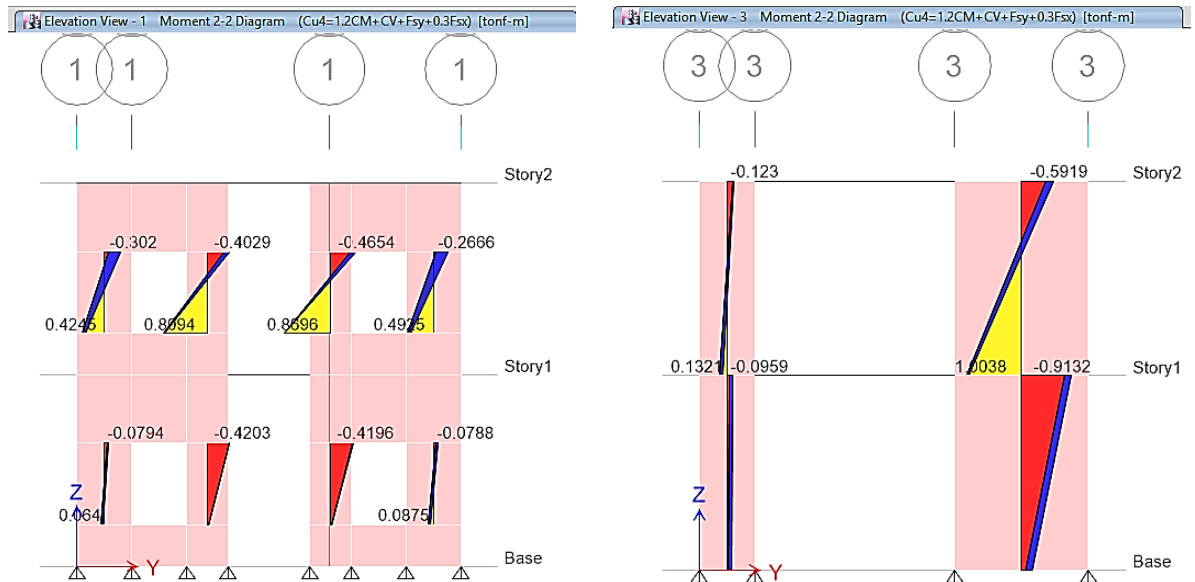


Fig. 5.40. Diagrama de Momentos Flectores M22 en [tonf-m] para Elevaciones 1 y 3.

5.5.3. Diagrama de Fuerzas Cortantes

Los diagramas fueron obtenidos del análisis del programa ETABS para los esfuerzos de cortante que se generan en los muros producto de las combinaciones de cargas mayoradas, como se presentan en las Figuras 5.41 y 5.42.

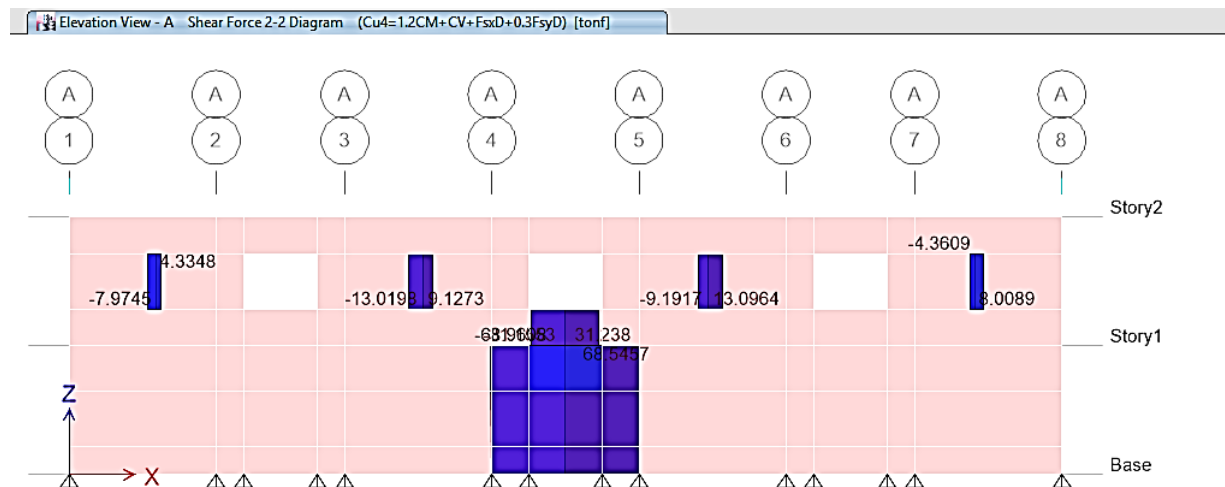


Fig. 5.41. Diagrama de Fuerzas Cortante V22 en [Ton] para Elevación A.

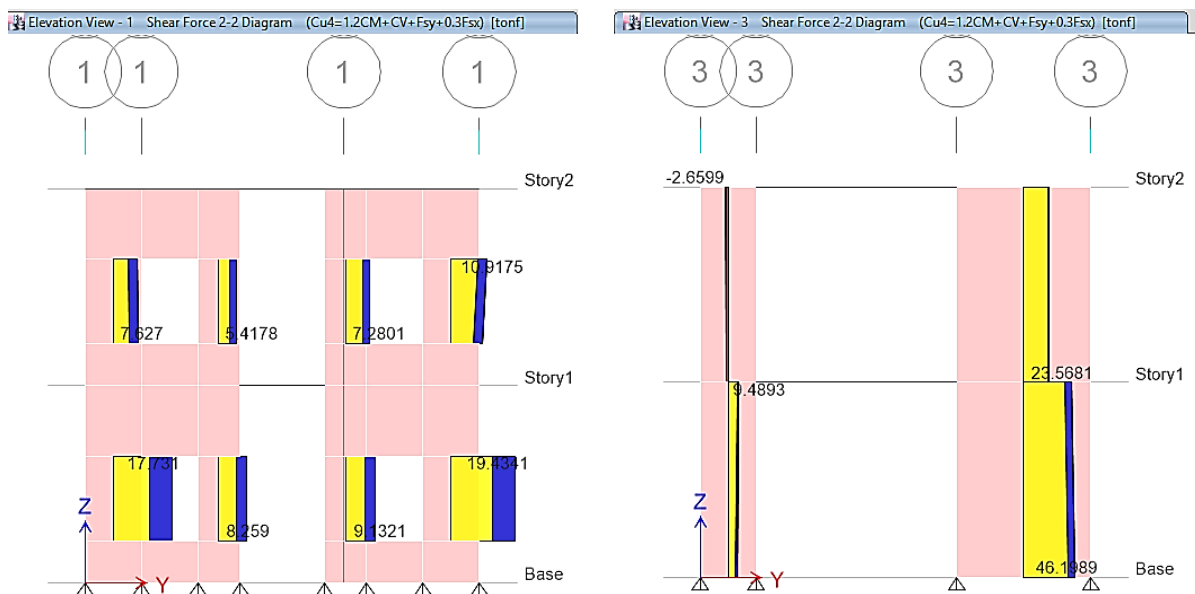


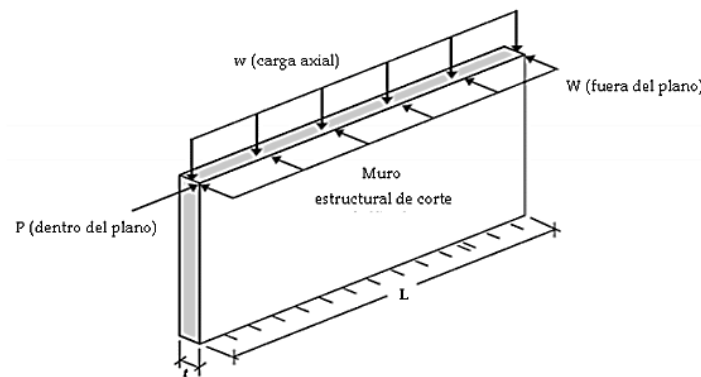
Fig. 5.42. Diagrama de Fuerzas Cortante V22 en [Ton] para Elevaciones 1 y 3.

3. Estabilidad Lateral (Tabla 5.5.1. ACI 530-11)

$$h/t \leq 20 \quad 17.5 \quad \text{Cumple!}$$

4. Esfuerzos actuantes en el muro

Los esfuerzos mayorados actuantes en el muro se obtienen del diseño del programa ETABS. A partir de dichos esfuerzos actuantes se comprueba el diseño mediante el siguiente calculo manual. En la figura siguiente muestra las acciones a las que se expone un muro de Longitud, L, y espesor $t=20\text{cm}$.



$$\begin{aligned} P_u &= 112.45 \text{ ton} \\ V_u &= 85.43 \text{ ton} \\ M_u &= 24.73 \text{ ton-m} \\ M/(V_u d_v) &= 2.89 > 1 \end{aligned}$$

$$M/(V_u d_v) > 1$$

DISEÑO DE MURO DOMINADO POR FLEXION

5. Cuantía de Ref. min. (Sec. 1.18.3.2.6. ACI 350-11)

$$\begin{aligned} \rho_{\text{total}} &= 0.002 && \text{(REF VERT. + REF. HOR.)} \\ \rho_{\text{min}} &= 0.0007 && \text{REF. HORIZONTAL} \\ \rho_{\text{min}} &= 0.0013 && \text{REF. VERTICAL} \end{aligned}$$

6. Refuerzo por Flexión:

$$K_u = \frac{M_u}{\Phi b d^2}$$

$$K_u = 9.16 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.80 f'_m / f_y \left[1 - \sqrt{1 - 2(K_u / 0.80 f'_m)} \right]$$

$$\rho = 0.00347$$

7. Cálculo de Refuerzo Requerido

$$A_s = \rho \times L \times d v =$$

$$A_{s_{\min}} = 35.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 93.75 \text{ cm}^2 \quad (\text{Rige})$$

$$A_{s_{\text{req}}} > A_{s_{\min}} \quad \text{cumple!}$$

$$\text{Ref} = \# 4$$

$$\text{Sep} = 2 \text{ celdas (0.40 m)}$$

$$A_{s,\text{ref}} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cant} = 75$$

$$A_s = 95.01 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s_{\text{req}}} \quad \text{cumple!}$$

Usar ; VAR. #4 @40cm

9. Resistencia a Flexión

$$M_n = A_s f_y (d - a/2)$$

Rectangulo Equivalente de Whitney

$$a = \frac{\rho f_y d}{0.8 f'_m} = 1.157 \text{ m}$$

$$M_n = 28.24 \text{ ton-m}$$

$$\phi = 0.9 \quad (\text{Sección 3.1.4.4. ACI 530-11})$$

$$\phi M_n = 25.41 \text{ ton-m}$$

$$\phi M_n > M_u \quad \text{Cumple!}$$

$$\%Cap. = 97.31\%$$

10. Resistencia al Cortante

$$V_n = V_m + V_s \quad (\text{Ec. 3-20. ACI 530-11})$$

$$\Phi = 0.8 \quad (\text{Sección 3.1.4.5. ACI 530-11})$$

$$V_n = \frac{V_u}{\Phi} = 106.79 \text{ Ton}$$

(b) Cuando $M_u/V_u d_v \geq 1$; entonces V_n no debe exceder

$$V_n \leq 4 A_n \sqrt{f' m} = 563.08 \text{ ton} \quad (\text{Ecuación 3-22. ACI 530-11})$$

$$V_n = 106.79 \text{ ton}$$

Considerando la Resistencia de la mampostería al corte

$$V_m = \left[4 - 1.75 \left(\frac{M}{V \cdot d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f' m} + 0.25 P \quad (\text{Ecuación 3-23. ACI 530-11})$$

$$V_m = 150.04 \text{ ton}$$

$$V_m > V_u \text{ Cumple!}$$

La mampostería tiene suficiente Longitud como para ser capaz de soportar por sí misma los esfuerzos de cortante actuante en el muro de cortante, por lo tanto, colocar el mínimo para el refuerzo horizontal.

11. Refuerzo Horizontal

$$A_{s,min} = \rho_{min} \times h w \times d v$$

$$A_{s,min} = 4.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = 4 \text{ hiladas (0.80 m)}$$

$$\text{Cant} = 5.00$$

$$A_{sh} = 6.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} > A_{s,min} \text{ cumple!}$$

Usar ; VAR. #4 @80cm

12. Diagrama de Iteración Momento - Carga Axial

El diagrama de iteración Momento y Carga Axial del machón analizado se obtiene de la curva de capacidad #7 resultado del programa ETABS que se presenta en la Tabla 5.8 y se compara con la demanda de Momento y Carga Axial actuantes mayoradas que se presenta en la Tabla 5.9.

Tabla 5.8. Demanda de Momento vs. Carga Axial.

Punto	P [tonf]	M2 [tonf-m]
0	112.45	24.73

Tabla 5.9. Momento vs. Carga Axial. Curva # 7 - 90 grados

Punto	P [tonf]	M2 [tonf-m]
1	3429.8508	0
2	3429.8508	45.3014
3	3273.4938	76.9432
4	2772.0347	98.7489
5	2257.6505	110.4782
6	1719.7508	112.7925
7	1371.6713	104.7233
8	997.4804	88.8212
9	601.4793	65.7209
10	122.4131	31.5965
11	-222.732	0

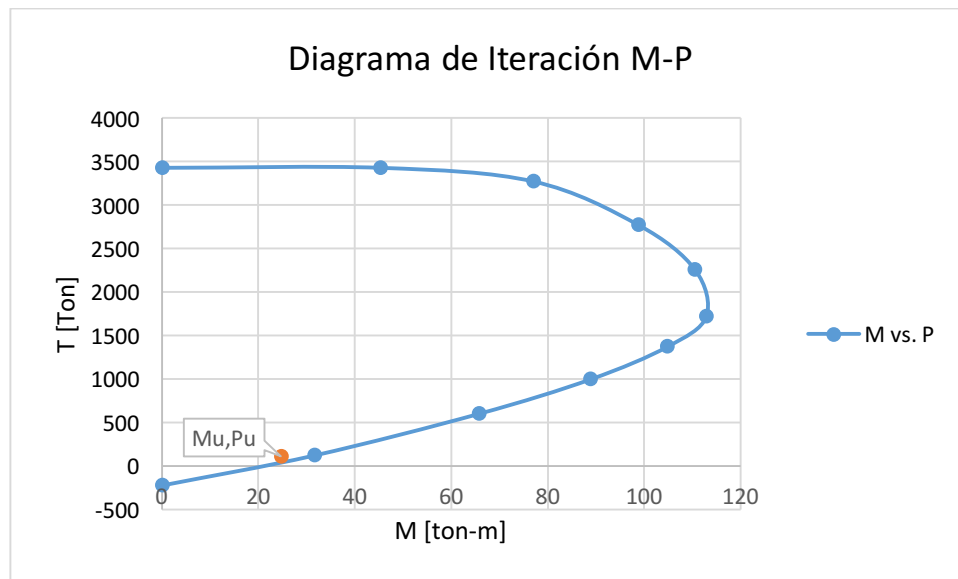


Fig. 5.43. Diagrama de Momento vs. Carga Axial

5.5.5. Demandas de Refuerzo Longitudinal y Transversal

Los refuerzos Longitudinales y transversales requeridos en cada machón (pier) fueron obtenidos del diseño del programa ETABS para los esfuerzos que se generan en los muros producto de las combinaciones de cargas mayoradas de acuerdo a los requerimientos del ACI 530-11, los cuales se tabulan en las tablas de la 5.10 a la 5.12.

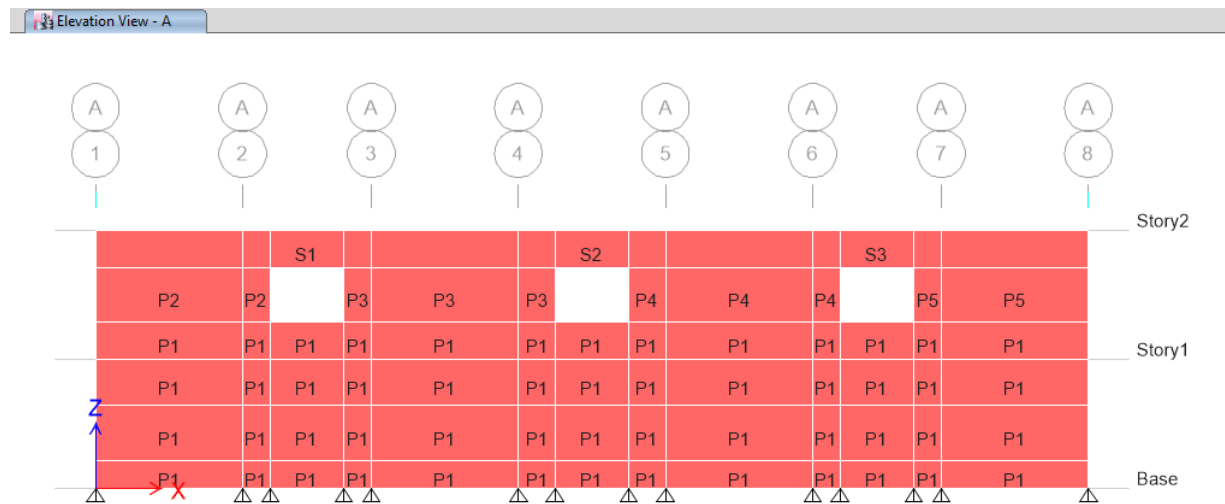


Fig. 5.44. Refuerzo longitudinal en $[cm^2]$ para Muros de Elevación D

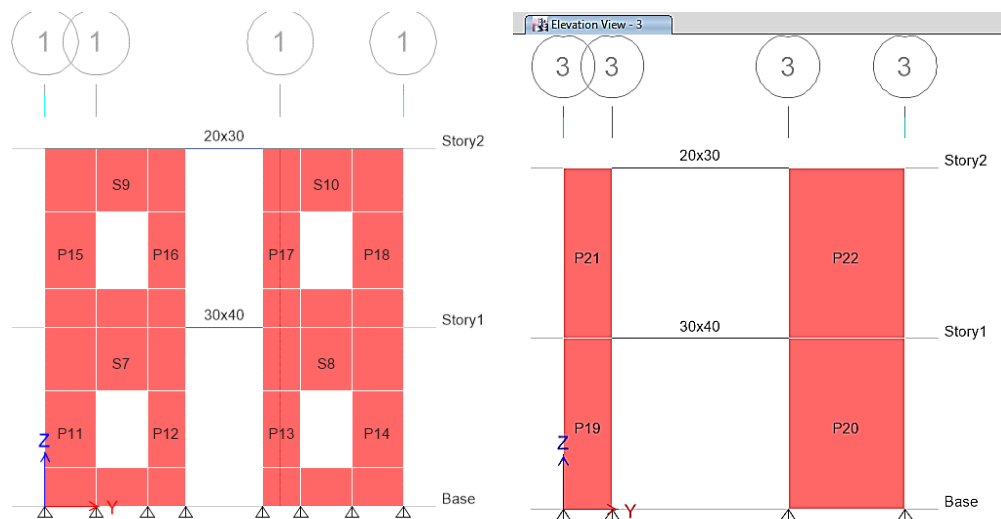


Fig. 5.45. Refuerzo longitudinal en $[cm^2]$ para Muros del EJE 1 y 3.

Tabla 5.10. Refuerzo Longitudinal y Transversal en el Eje A y D

ETIQUETA DE PIERS	REFUERZO LONGITUDINAL				REFUERZO DE CORTANTE			
	As,req [cm ²]	REF. #	CANT. Und.	SEP cm	As,req [cm ² /cm]	REF. #	SEP cm	CANT. Und.
P1	88.00	# 4	75.00	40.00	0.0140	# 4	80.00	5.00
P2	15.74	# 4	13.00	40.00	0.0140	# 4	80.00	5.00
P3	18.32	# 4	15.00	40.00	0.0140	# 4	80.00	5.00
P4	18.32	# 4	15.00	40.00	0.0140	# 4	80.00	5.00
P5	15.74	# 4	13.00	40.00	0.0140	# 4	80.00	5.00

Tabla 5.11. Distribución de Ref. Longitudinal en el Eje 1 y 8

ETIQUETA DE PIERS	REFUERZO LONGITUDINAL					REFUERZO DE CORTANTE			
	As,req [cm ²]	REF. #	CANT. Und.	SEP cm	REF. DE ESQUINA	As,req [cm ² /cm]	REF. #	SEP cm	CANT. Und.
P11	22.71	# 6	6.00	20.00	2 REF # 6	0.0739	# 5	20.00	18.00
P12	17.00	# 6	4.00	20.00	2 REF # 6	0.0600	# 5	20.00	18.00
P13	17.03	# 6	4.00	20.00	2 REF # 6	0.0660	# 5	20.00	18.00
P14	22.71	# 6	6.00	20.00	2 REF # 6	0.0610	# 5	20.00	18.00
P15	10.00	# 4	3.00	40.00	2 REF # 6	0.0140	# 4	80.00	5.00
P16	13.04	# 5	4.00	20.00	2 REF # 6	0.0140	# 4	80.00	5.00
P17	13.04	# 5	4.00	20.00	2 REF # 6	0.0140	# 4	80.00	5.00
P18	10.00	# 4	3.00	40.00	2 REF # 6	0.0140	# 4	80.00	5.00

Tabla 5.12. Distribución de Ref. Longitudinal en el Eje 3 Y 6

ETIQUETA DE PIERS	REFUERZO LONGITUDINAL					REFUERZO DE CORTANTE			
	As,req [cm ²]	REF. #	CANT. Und.	SEP cm	REF. DE ESQUINA	As,req [cm ² /cm]	REF. #	SEP cm	CANT. Und.
P19	26.84	# 7	5.00	20.00	2 REF # 7	0.0480	# 5	20.00	18.00
P20	54.19	# 7	12.00	20.00	2 REF # 7	0.0700	# 5	20.00	18.00
P21	17.03	# 5	6.00	20.00	2 REF # 7	0.0140	# 4	80.00	5.00
P22	24.26	# 5	10.00	20.00	2 REF # 7	0.0140	# 4	80.00	5.00

Nota: Ver detalle de refuerzo de muro en Anexo iii.

Capítulo 6. Conclusiones y Recomendaciones

6.1. Conclusiones

Al culminar con la investigación de esta Monografía se lograron extraer las siguientes conclusiones:

- Los diafragmas horizontales constituyen elementos muy importantes de la estructura que brindan estabilidad a los elementos verticales del sistema resistente ante fuerzas laterales. Por consiguiente, debe prestarse la atención que amerita al comportamiento de los diafragmas y deben diseñarse de acuerdo a los requerimientos correspondientes.
- En la sección de Análisis Estructural se realizó una comparación entre los procedimientos propuestos por el RNC-07 y el ASCE 7-16 para calcular las Fuerzas Laterales Equivalentes. Como resultado, las fuerzas laterales de sismo en los niveles de entrepiso y techo son semejantes y no varían significativamente en la dirección X. Sin embargo, presentan una variación del 10% en la dirección Y. Esto se debe probablemente a los factores de modificación de respuesta por irregularidad que se aplican en el RNC-07, y a los factores de amplificación de respuesta que se aplican en el ASCE 7-16. De manera general se concluye que los resultados de ambos análisis son satisfactorios.
- El RNC-07 no cuenta con una metodología precisa para el análisis y diseño de Diafragmas de entrepiso y techo, por lo tanto, se aplica el Método de Fuerzas de Diseño de Diafragmas incluyendo Cuerdas y Colectores que se establece en la Sección 12.10.3 del ASCE 7-16.
- Las Fuerzas Laterales para diseñar los Elementos Verticales Resistentes difieren de las Fuerzas Laterales para el Diseño de Diafragmas incluyendo cuerdas y colectores. Esto se debe a que las fuerzas de diseño de diafragmas se calculan mediante una fórmula que amplifica las fuerzas de piso tomando en cuenta la respuesta máxima en cada uno de los niveles.

- En base al análisis de desplazamiento del diafragma que se presenta en la Sección 4.5, se concluye que el diafragma se comporta como rígido, ya que la máxima deflexión del diafragma es de 1.3 en cada nivel, lo cual no sobrepasa el límite de 2 veces el desplazamiento promedio de los elementos verticales resistente a fuerzas laterales, de acuerdo al criterio establecido en la sección 12.3.1.3. del ASCE 07-16.
- Analizando las irregularidades de la estructura se observa que la planta presenta una relación de aspecto de 3.85; lo cual, sobrepasa el límite de 2.5 que establece RNC-07 en una de las condiciones de regularidad. Sin embargo, este límite no es suficiente para considerar que el diafragma se comporta como rígido. El ACI 530-11 propone una relación de 1:5 para clasificar el diafragma como rígido en un sistema de losa de concreto reforzado construido insitu.
- El diseño del sistema de entrepiso y techo por gravedad se desarrolló en la Sección 5.3. de esta monografía. En esta sección se verificaron que los espesores propuestos de 15 cm para la losa de techo y de 20 cm para la losa de entrepiso cumplieran con los requisitos mínimos de resistencia para las condiciones de servicio y colapso tomando en cuenta la sección agrietada.
- En la sección 5.3.1. y 5.3.3 se propuso el acero de refuerzo del nivel de techo y entrepiso, de manera que cumpliera con las demandas de flexión y cortante en la losa debido a las acciones gravitacionales conforme a los resultados del modelo numérico elaborado en ETABS haciendo uso del método de elementos finitos y el método de franjas.
- El diseño de diafragmas de entrepiso y techo se presentó en la Sección 5.4. En esta sección se utilizaron las fuerzas de diseño de los diafragmas y se diseñaron sus componentes principales como son; i) las cuerdas ubicados en los extremos del diafragma y ii) los colectores, los cuales son miembros que transfieren las fuerzas del diafragma a los elementos verticales resistentes. Debido a que estos componentes se encargan de resistir y transmitir las fuerzas laterales de sismo, los refuerzos de dichos elementos son adicionales al refuerzo típico de la losa.

- Con respecto al diseño de los muros de mampostería reforzada a base de bloques de concreto, éstos poseen mayor rigidez y resistencia a cortante en la dirección de análisis longitudinal (Y-DIR) que en la dirección transversal (X-DIR) debido a su configuración estructural. Por tanto, en la Dirección X, los esfuerzos que prevalecen para el diseño del muro son de flexión y en la dirección Y se observa el diseño es dominado por cortante.
- Los programas computacionales se han introducido fuertemente en todos los aspectos de la vida moderna; su uso se ha difundido particularmente para las aplicaciones de análisis y diseño de estructuras, lo cual ha dado lugar a una gran variedad de softwares entre los cuales se encuentran SAP2000 y ETABS, los cuales se emplean en esta monografía como herramientas de análisis y diseño de la estructura analizada.
- Los Códigos y Manuales modernos como el ASCE 7-16 y el ACI 318-14, empleados en esta monografía recomiendan enfáticamente el uso del método de elementos finitos, a fin de aprovechar los recursos computacionales que permiten generar un modelo 3D y obtener la respuesta aproximada de la estructura analizada. Por ello, dado los alcances de ésta metodología, se recomienda especialmente para analizar estructuras con irregularidades y para incluir la rigidez del diafragma en la respuesta dinámica de la estructura.
- La metodología propuesta en el Artículo 12.10.3 del ACI 318-14, conduce a un diseño conservador del sistema de entrepiso, debido a que las fuerzas que se obtienen para el diseño de diafragmas se basan en la máxima respuesta del edificio en cada nivel esperado, tratando de mantener el comportamiento elástico de sistema de entrepiso, en consecuencia, se busca como rigidizar el diafragma y al mismo tiempo se busca como dar continuidad a los elementos encargados de resistir las fuerzas laterales y transmitirla a los elementos verticales resistentes, el diseño de dichos componentes no se toman en cuenta típicamente en los diseños convencionales.

6.2. Recomendaciones

Finalmente se realizan las siguientes recomendaciones

- Cuando el diafragma no puede ser considerado como rígido o flexible se recomienda adoptar un modelo analítico más detallado que considere la rigidez del diafragma en la respuesta dinámica de la estructura modelando el diafragma como semirrígido. Para diafragmas constituidos por losas de concreto se permite suponer un diafragma rígido cuando la relación de forma en planta del diafragma está dentro de unos límites prescritos y cuando la estructura no presenta irregularidades horizontales.
- El ACI 318-14 recomienda hacer uso de un modelo numérico 3D, empleando los softwares de análisis y diseño disponibles, que incorporen el método de elementos finitos para la determinación de la respuesta dinámica de la estructura.
- Impulsar el estudio del diseño de diafragmas constituidos por diferentes sistemas de entrepiso y techo, particularmente estudiar el caso de los sistemas de entrepiso novedosos que incorporan un núcleo de poliestireno expandido, considerando su acción diafragmática en el diseño sismorresistente, con el fin de evaluar su desempeño sísmico y establecer una metodología de diseño adecuada para cada sistema constructivo.
- En futuros trabajos monográficos, se recomienda utilizar modelos distintos del modelo analítico de viga horizontal, para determinar las demandas de momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales en los diafragmas. En particular, se podría utilizar el modelo de elementos finitos o el modelo de puntal y tirante para determinar dichas demandas, lo cual complementaría el trabajo realizado en esta monografía y brindaría un aporte adicional para el modelado de diafragmas.
- Se recomienda actualizar nuestro reglamento nacional de construcción en materia de diseño sísmico de diafragmas para los diferentes sistemas constructivos, ya que actualmente existen muchas carencias en el reglamento que obligan a los ingenieros diseñadores a recurrir a los manuales internacionales de diseño.

- Los estudiantes de último año de ingeniería civil deberían estar expuestos al diseño sísmico de diafragmas de entrepiso, a fin de complementar el contenido de estudio del diseño de losas en dos direcciones bajo cargas gravitacionales. Así, se recomienda que el programa de asignatura de Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado II contenga elementos básicos del diseño sísmico de diafragmas de entrepiso y sus componentes.

Bibliografía

- American Concrete Institute. Comité 318. (2014). *“Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentarios (ACI 318RS-14)”*. Farmington Hills.
- American Concrete Institute. Comité 314 (2011). *“Design Aid (ACI 314-11)”*.
- American Society of Civil Engineers. ASCE/SEI 7-16. (2016). *“Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”*. USA.
- Ardón García Eva P. , Dardón Orellana Mirna E., Torres Turcios Álvaro A. (2007) *“Guía para el control de calidad del diseño estructural y de la construcción de viviendas de una y dos plantas de mampostería de bloque de concreto”*. Universidad del Salvador”.
- Chopra, A. K. (1995). *“Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering”*, Prentice Hall, Inc.
- Comité ANIVIP (2012). *“Propuesta para Diseño Sísmico de Sistemas de Piso”*. México.
- Delgado Sebastián A., Barboza Eudio O. (2014). *“Concreto Armado. Temas Especiales”*. Ediciones Astro Data. Primera Edición. Venezuela.
- Dirección General del Reglamentos y Sistemas. (2007) *“Reglamento para Diseño y Construcción de Edificios de Mampostería Estructura. R-027”*. República Dominicana.
- Fanella, D. (2016). *“Reinforced Concrete Structures, Analysis and Design”*. Second Edition, McGraw Hill Education.
- Farzad N. (2003) *“The Seismic Design Handbook. Seismic Design of Floor Diaphragms. SDH 2003”*.
- Fleischman, R. B., Sause, R., Pessiki, S., and Rhodes, A. B. (1998) “Seismic Behavior of Precast Parking Structure Diaphragms,” PCI JOURNAL, V. 43, No.1.
- Ghosh S. K., (March 2016). *“Alternative Diaphragm Seismic Design Force Level of ASCE 7-16”*. Articles Structural Performance.

- González Machado Rafael A. (2015) *“Uso de Elementos Shell y Membrane en Etabs”*. UNI- Norte.
- Guillen Cardona L. H. (Junio, 2009). *Diafragmas de Piso: Flexibilidad en el Plano*. UNITEC, Honduras, Tegucigalpa.
- López O. A., & Rodriguez M. T. (2002).” *Modelo Matemático para incorporar la Flexibilidad del Diafragma constituido por Losas Compuestas en la Respuesta Sísmica de Edificios de Acero”*.
- Masonry Standards Joint Committee (MSJC, 2011) /ACI 530-11 (TSM 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11) /ACI 530.1-11 (TSM 602-11/ACI 530.1-11/ASCE 6-11 “Building Code Requirements for Structural and Specification for Masonry Structures”. USA.
- Masonry Institute of America. MIA (2009) International Code Council. ICC (2009). “Reinforced Masonry Engineering Handbook. Clay and Concrete Masonry.” Sixth Edition. USA.
- Ministerio de Transporte e infraestructura, MTI. (2009). *“Reglamento Nacional De Construcción (RNC-07)”* Managua, Nicaragua.
- Moehle Jack P., Hooper John D., Kelly Dominic J., Meyer Thomas R. (August; 2010). *“Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms Chords, and Collectors. A Guide for Practicing Engineers”*. National Institute of Standards and Technology (NIST), National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), Technical Briefs No 3.
- Moehle Jack P., Hooper John D., Lubke Chris D. *“Engineers Seismic Design Technical Brief No. 1. Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing”*. National Institute of Standards and Technology (NIST GCR 8-917-1).
- Nakaki, S. D, (April 2000) *“Design Guidelines for Precast and Cast-in-Place Concrete Diaphragms,”* Technical Report, EERI Professional Fellowship, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.

- National Earthquake Hazards Reduction Program, NEHRP (2015) / Federal Emergency Management Agency (FEMA P-1051/ July 2016). *“Recommended Seismic Provisions: Design Examples”*. Washington, D.C.
- Park R. et al. (2003). “Seismic design of precast concrete building structures: State-of-art report”. International Federation for Structural Concrete Publication.
- Rodriguez, M. E., Restrepo, J. I., and Carr, A. J., (March, 2002). *“Earthquake Induced Floor Horizontal Accelerations in Buildings,”* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 31, No. 3, pp. 693-718.
- Rodriguez M E., & Torres Matos M. A. (Febrero, 2014). *“Ejemplos de Diseño Sísmico para Sistemas de Piso de Edificos de Concreto Reforzado”*. México D.F.
- Structural Engineers Association of California, SEAOC International Building Code IBC. (August 2013). *“Seismic Design Manual: Code Application Examples”*. International Code Council Edition (ICC). Volume 1. First Printing.
- Structural Engineers Association of California, SEAOC. International Building Code, IBC. (August 2013) *“Seismic Design Manual: Examples for Concrete Buildings”*. International Code Council Edition. Volume 3. First Printing.
- Sudhir Kumar J. (May 1983). *“Analytical Models for the Dynamics of Buildings”*. California Institute of Technology, Earthquake Engineering Research Laboratory, Pasadena, California.

Anexos

Anexo i. Localización del proyecto.

- Macro localización

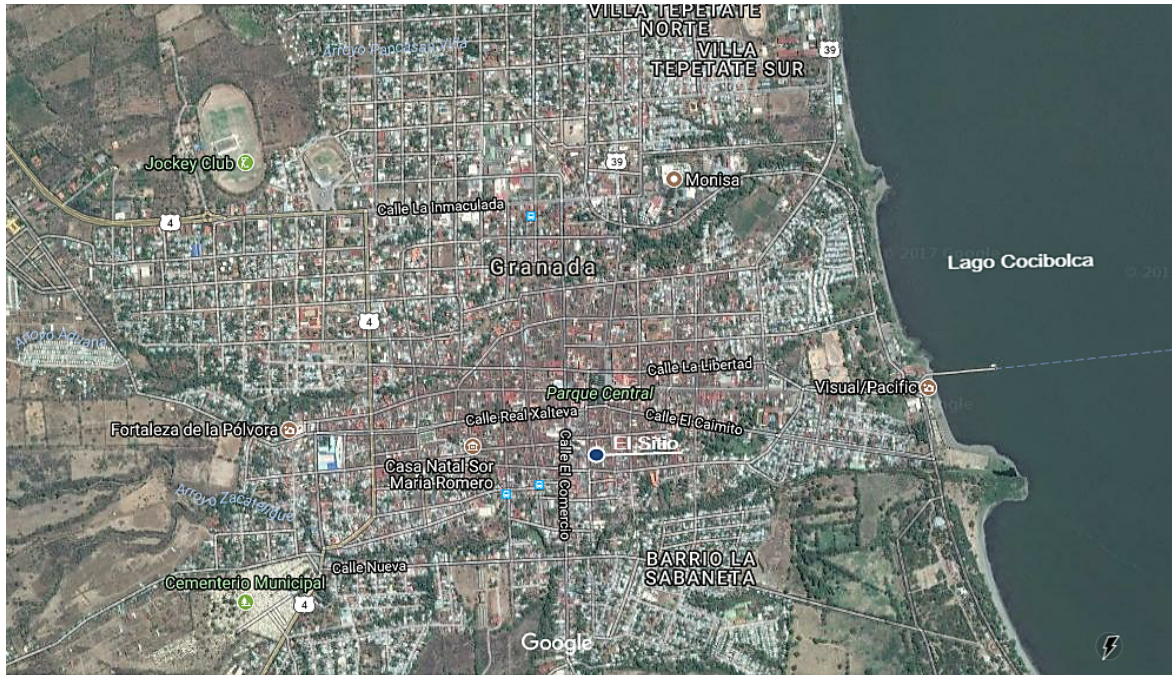


Fig.01. Mapa de ubicación Ciudad de Granada

- Micro localización



Fig. 02. Zona de ubicación Calle el Comercio

Anexo ii. Propuesta Arquitectónica

- Vista en Elevación frontal del Edificio



Fig. 01. Vista Frontal del Edificio

- Vista en Elevación Lateral del Edificio



Fig. 02. Vista Lateral del Edificio

- **Planta Arquitectónica del Primer Nivel**

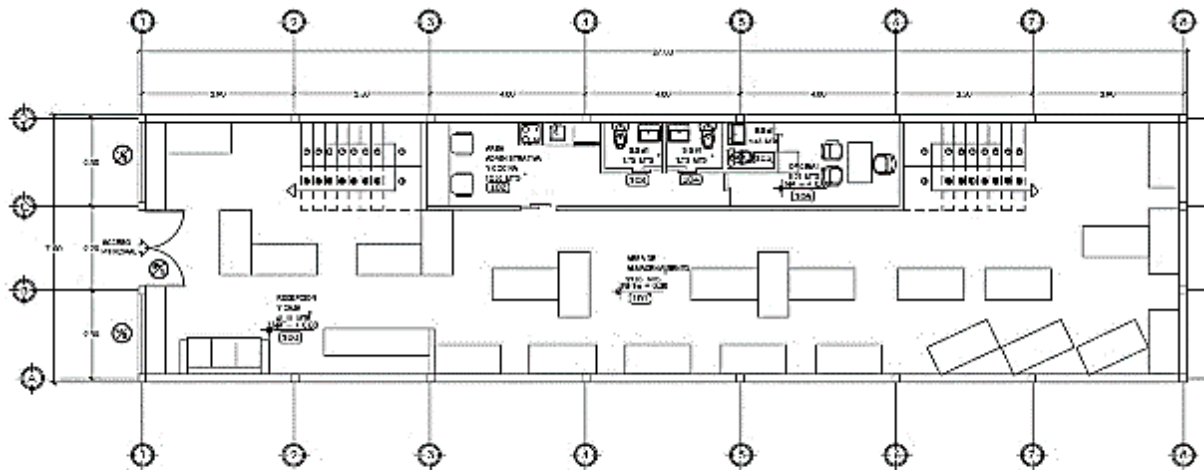


Fig. 03. Planta Arquitectónica del Nivel 1.

- **Planta Arquitectónica del Segundo Nivel**

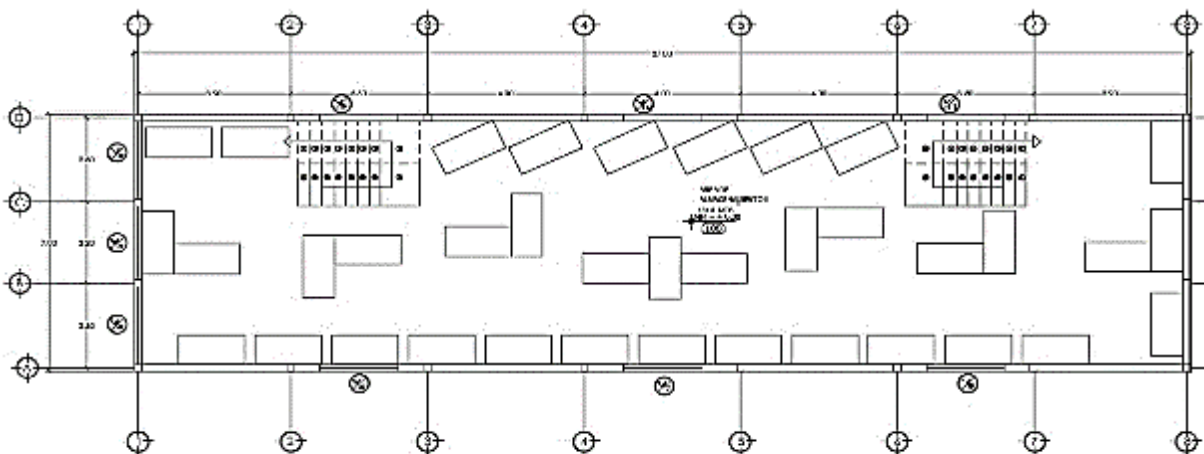
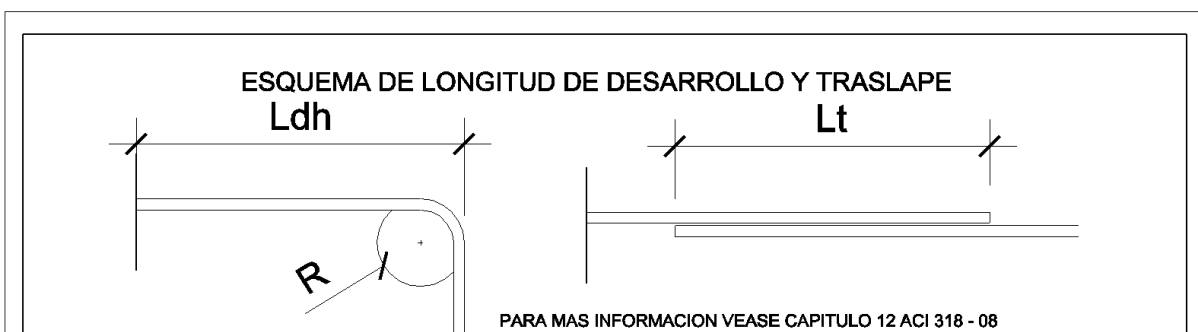


Fig. 04. Planta Arquitectónica del Nivel 2

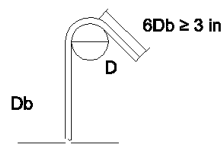
Anexo iii. Planos Estructurales



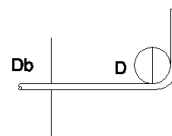
$f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$	REFUERZO PRINCIPAL GRADO 40			
Varilla	Ldh en elementos a tracción (m)	Ldh a compresión (m)	Lt en elementos a compresión (m)	Lt en elementos a tracción (m)
#3	0.40	0.20	0.30	0.40
#4	0.50	0.25	0.40	0.50
#5	0.65	0.35	0.50	0.60
#6	0.75	0.40	0.60	0.75
#7	1.05	0.45	0.70	1.10
#8	1.20	0.50	0.80	1.25
#9	1.35	0.55	0.90	1.40
#10	1.55	0.65	1.00	1.55
#11	1.70	0.70	1.10	1.70

TABLA DE DOBLECES, LONGITUDES DE DESARROLLO (L_d) Y LONGITUDES DE TRASLAPE (L_t) DE VARILLAS DE REFUERZO SISTEMA SECUNDARIO

DIÁMETROS MÍNIMOS	
VARILLA	D
3 A 5	4Db
6 A 8	6Db



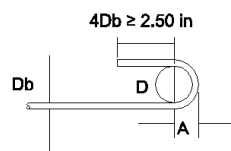
DETALLE TÍPICO GANCHO 135°



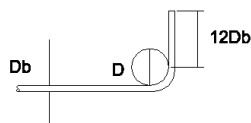
DETALLE TÍPICO GANCHO 90°

ESTRIBOS Y AMARRES GRADO 40

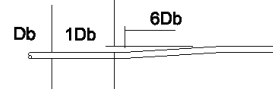
DIÁMETROS MÍNIMOS		
VARILLA	D	
3 A 8	6Db	
9 A 11	8Db	



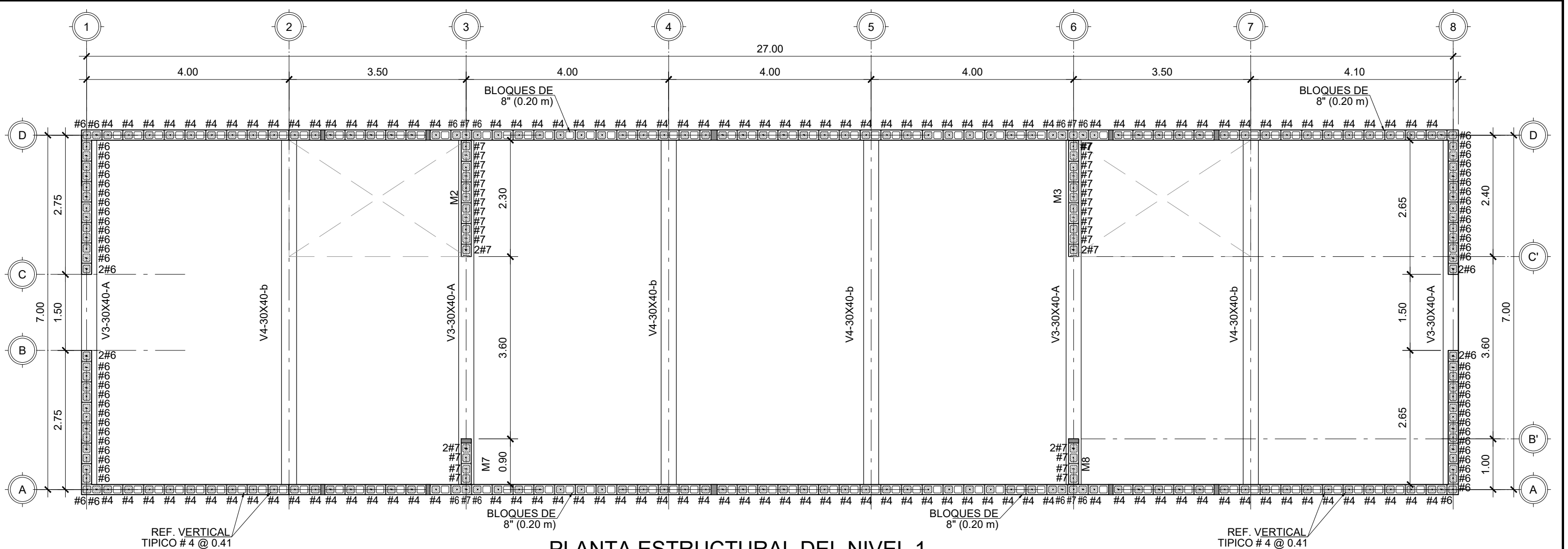
DETALLE TÍPICO GANCHO 180°



DETALLE TÍPICO GANCHO 90°

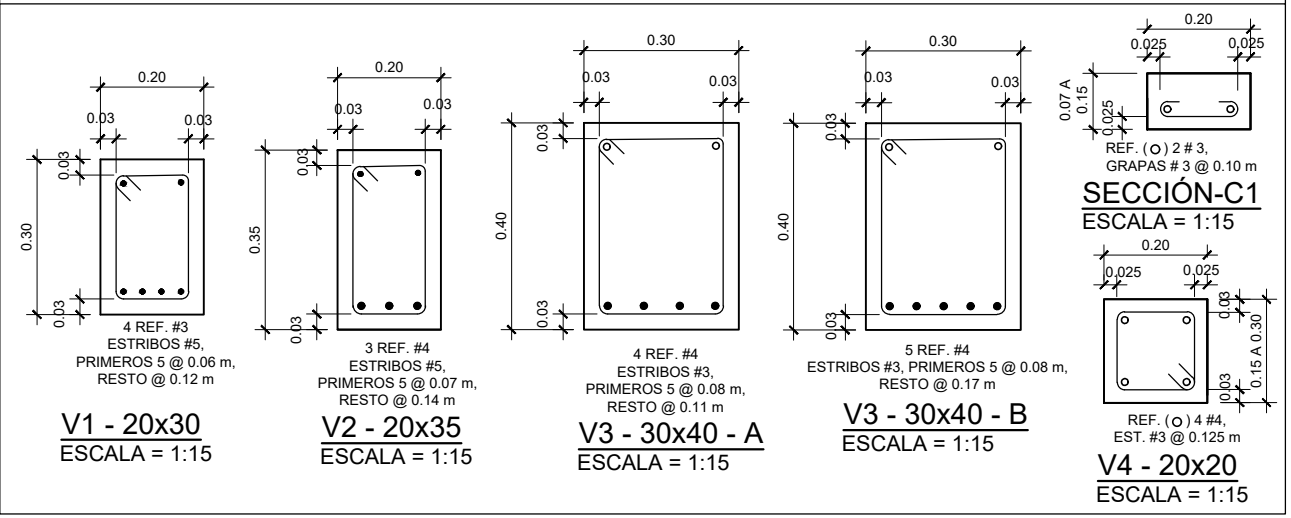


DETALLE TÍPICO DE BALLONETA

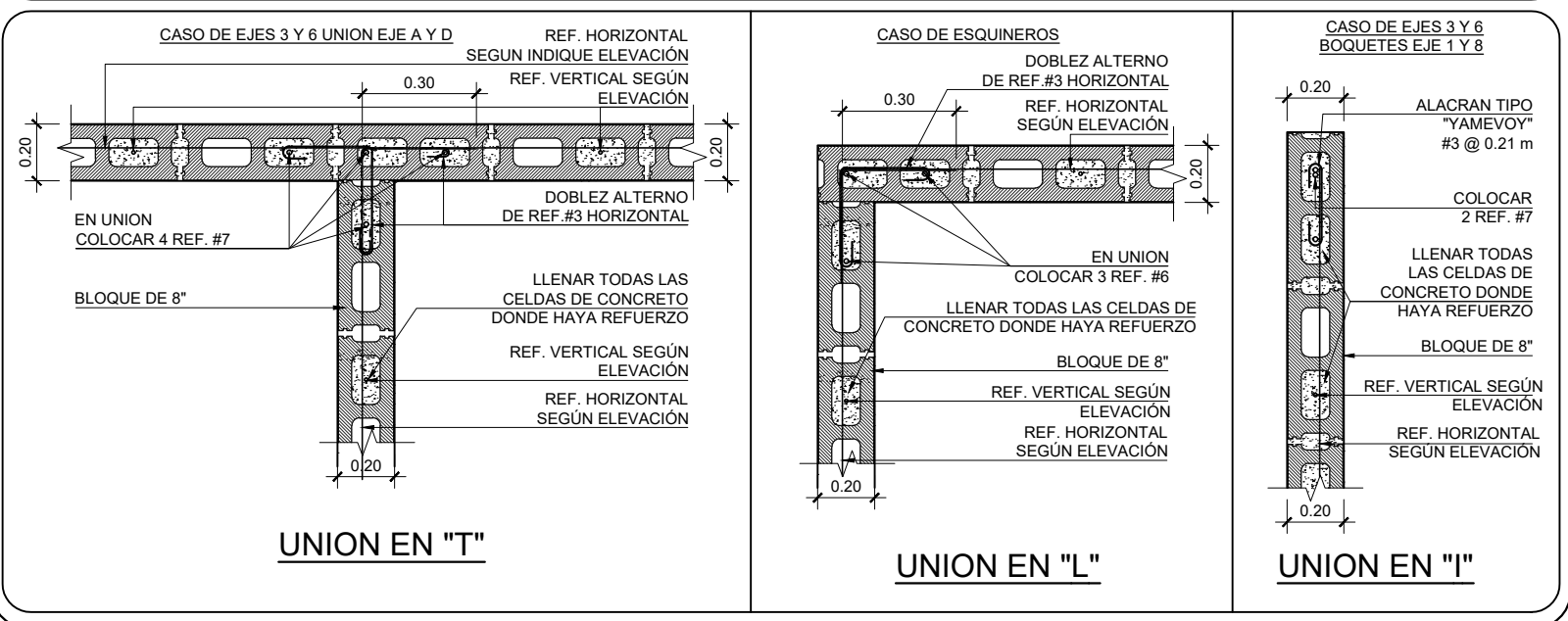


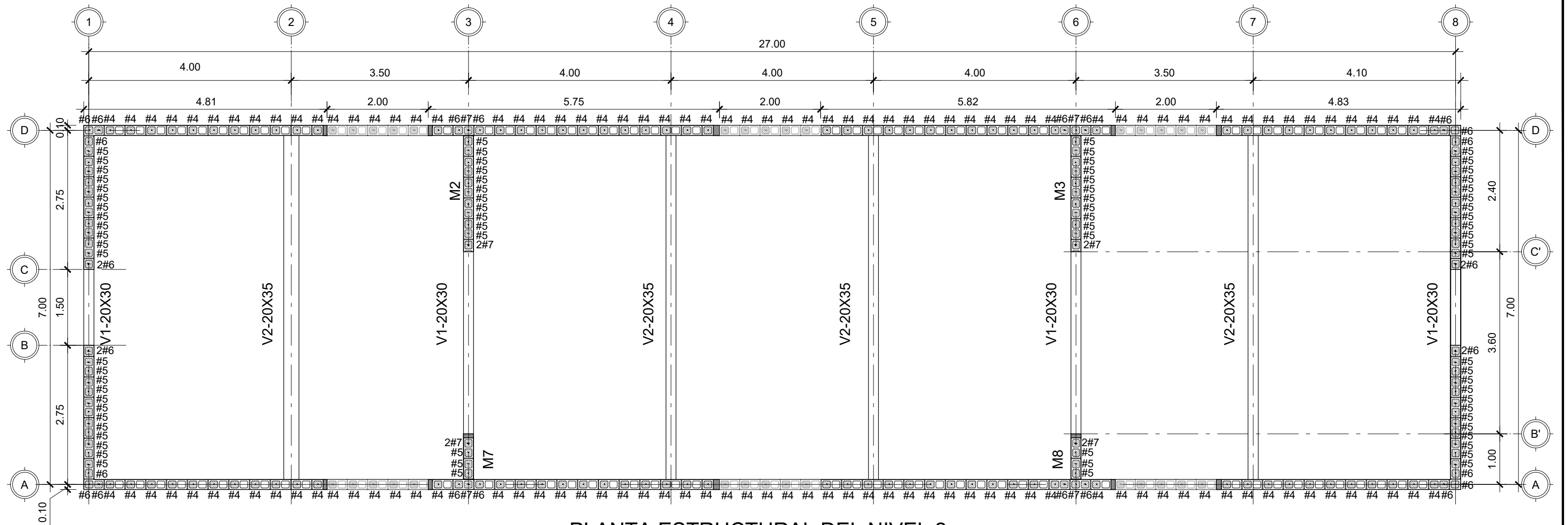
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 1.
ESCALA = 1:75

CUADRO DE SECCIONES DE CONCRETO 1:15

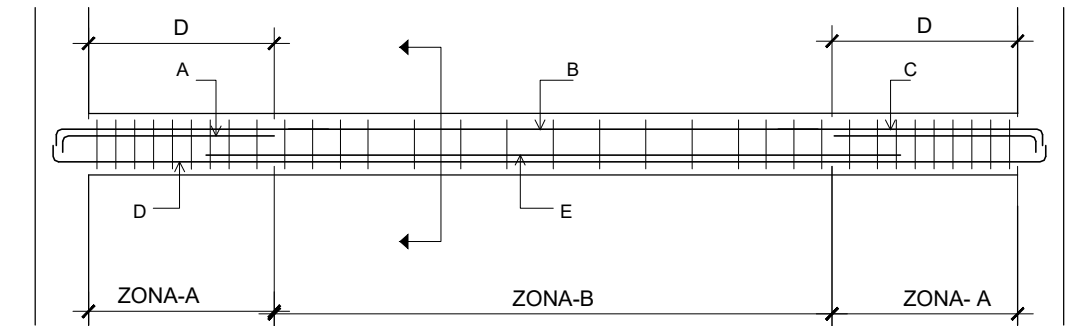


DETALLES TÍPICOS DE UNIONES DE
MAMPOSTERIA REFORZADA BLOQUES DE 8"





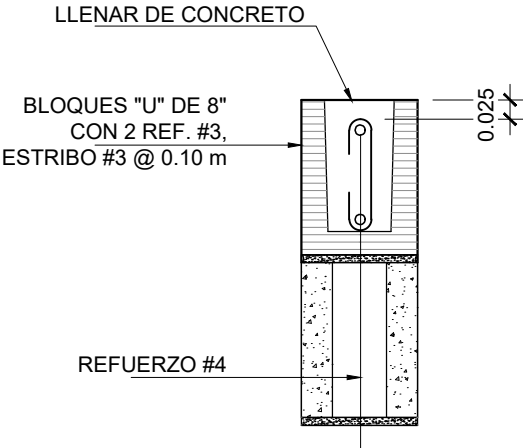
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 2.
ESCALA = 1:75



NOTAS:

1. VER TABLA DE VIGAS DE CONCRETO PARA VERIFICACIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL, ESTRIBADO Y ESPACIAMIENTO
2. LA ZONA A, DEBE SER IGUAL AL PERALTE DE LA VIGA, D
3. EL PRIMER ESTIBO EN LA ZONA A, DEBE ESTAR LOCALIZADA A UN MAXIMO DE 5 CM DE LA CARA DE LA COLUMNA
4. LAS UNIONES POR TRASLAPLO NO DEBEN ESTAR LOCALIZADAS DENTRO DE LA UNIÓN VIGA.- COLUMNA, NI DENTRO DE LA ZONA A
5. LAS UNIONES POR TRASLAPLO DEBEN ESTAR CONFINADAS POR STRIBOS CERRADOS A UN MAXIMO DE ESPACIAMIENTO DE D/4 O 10 CM, CUAL SEA MENOR.

TABLA DE REFUERZO DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO							
REFERENCIA SECCION	BARRAS DE REFUERZO LONGITUDINAL					REFUERZO DE CORTANTE	
	A	B	C	D	E	ZONA - A	ZONA - B
V1-20X30-N2	5 # 3	2 # 3	5 # 3	4 # 3	4 # 3	5 # 3 @ 6 cm	# 3 @ 12cm
V2-20X35-N2	5 # 3	2 # 3	5 # 3	2 # 4	3 # 4	5 # 3 @ 7cm	# 3 @ 14 cm
V3-30X40(a)-N1	6 # 4	2 # 4	6 # 4	4 # 4	4 # 4	5 # 3 @ 8 cm	# 3 @ 11 cm
V4-30X40(b)-N1	5 # 3	2 # 4	5 # 3	3 # 4	5 # 4	5 # 3 @ 8 cm	# 3 @ 17 cm



REFUERZOS EN VENTANAS EJE A Y D
ESCALA = 1:10



UBICACIÓN:
GRANADA

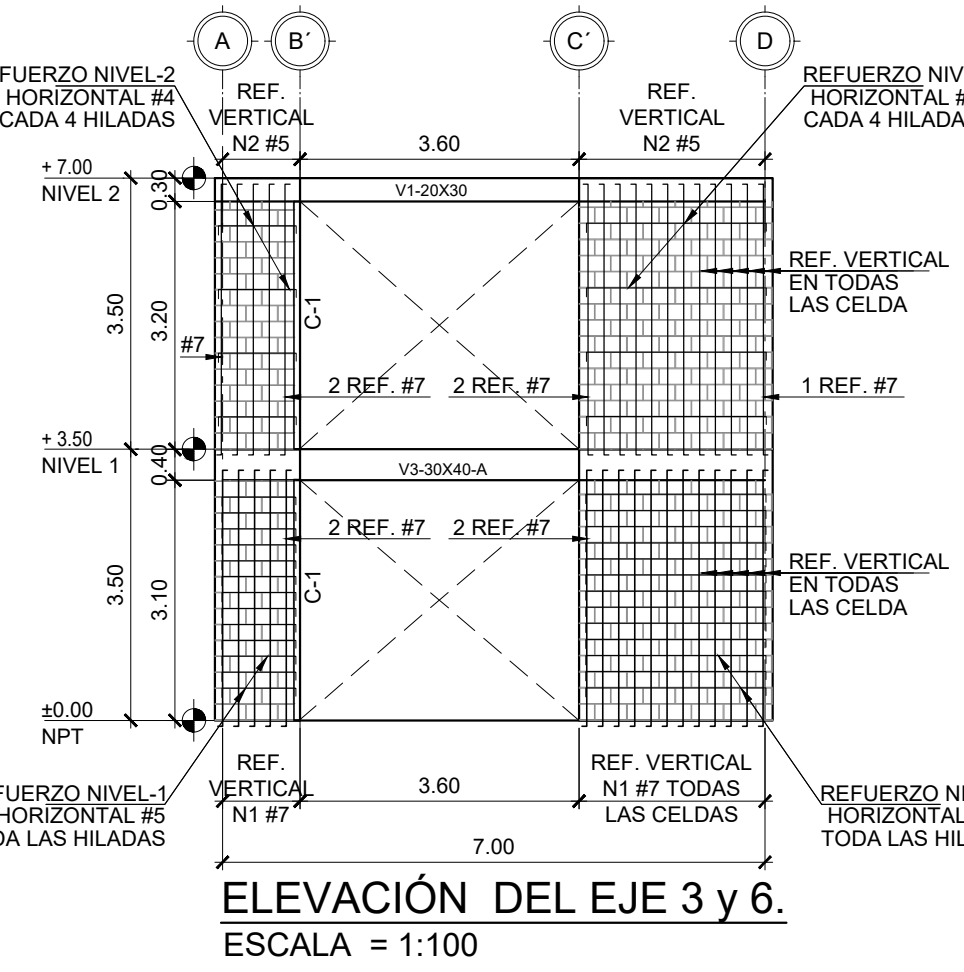
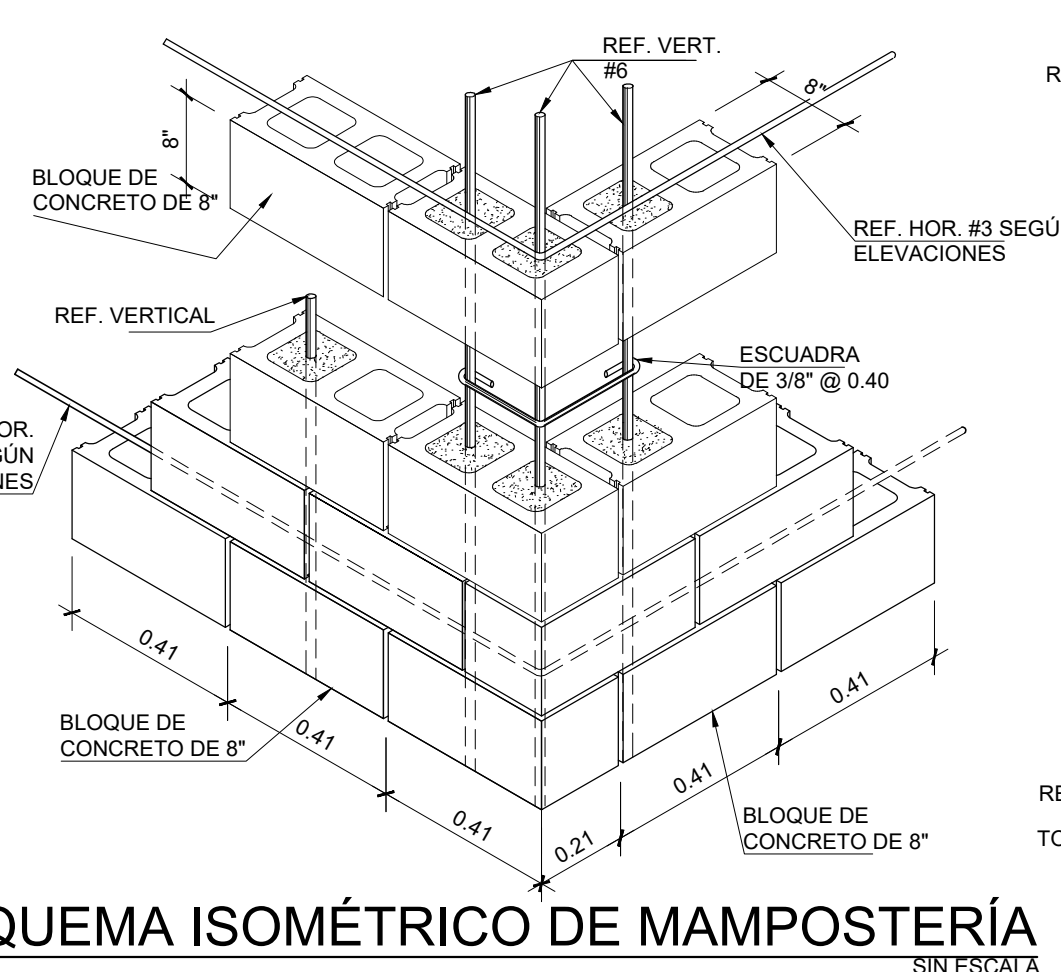
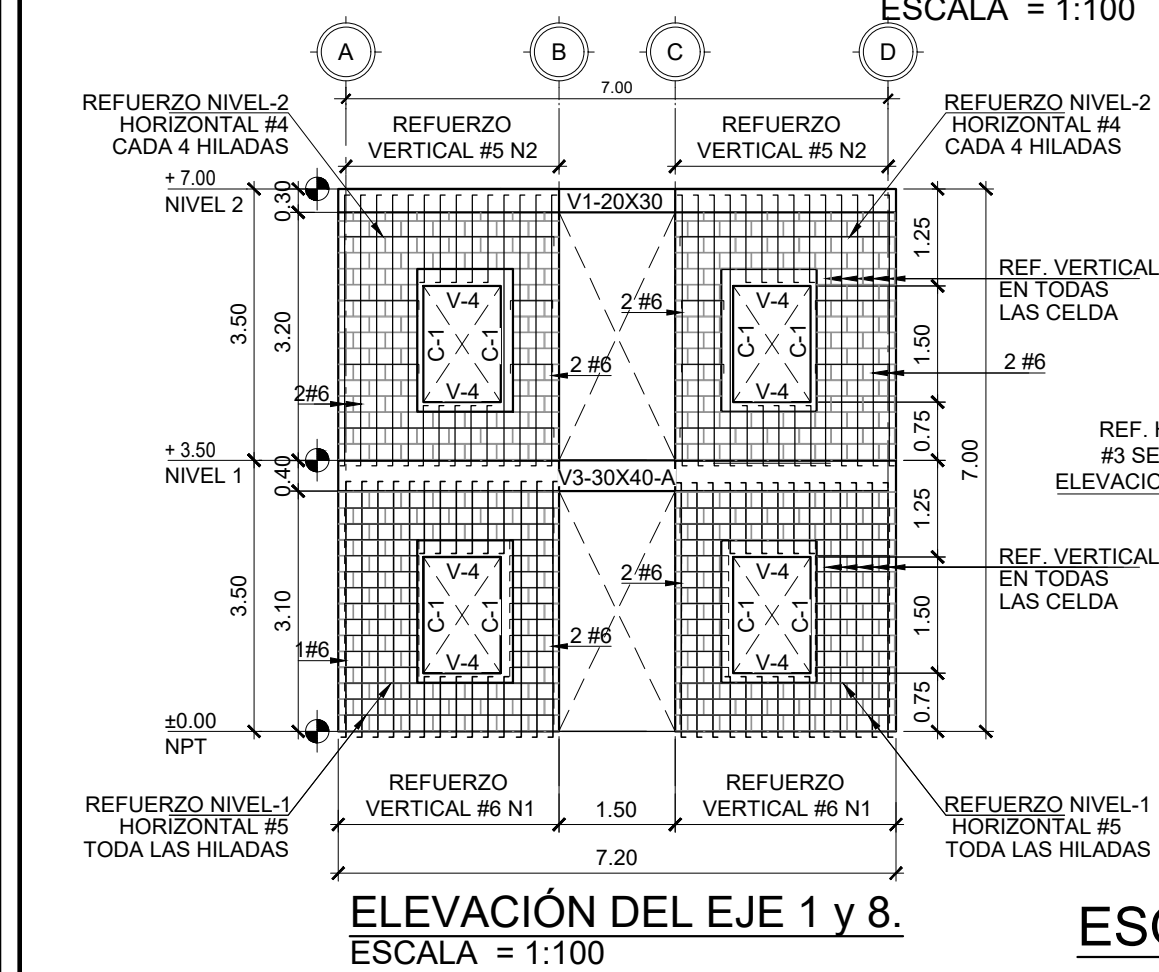
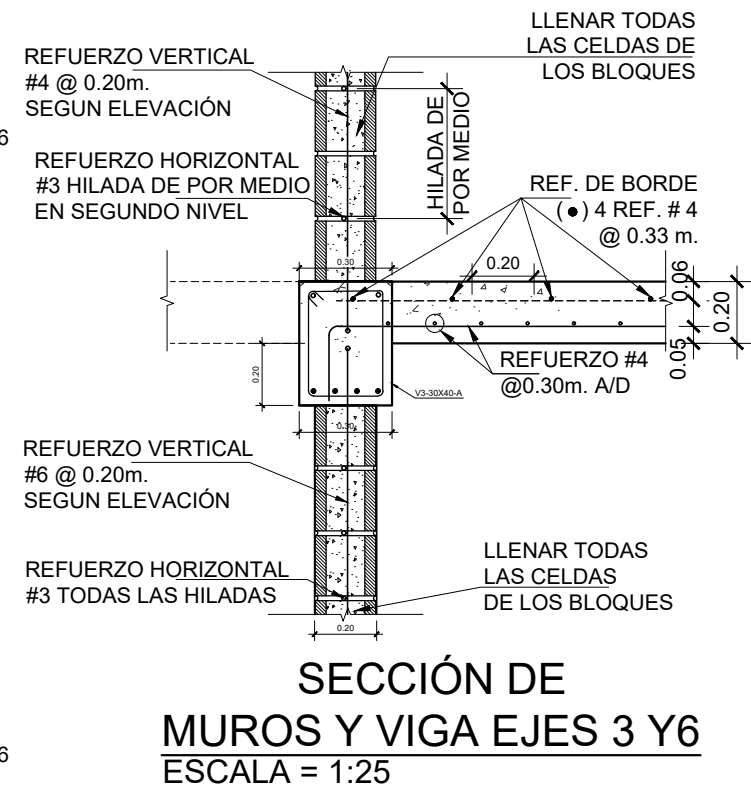
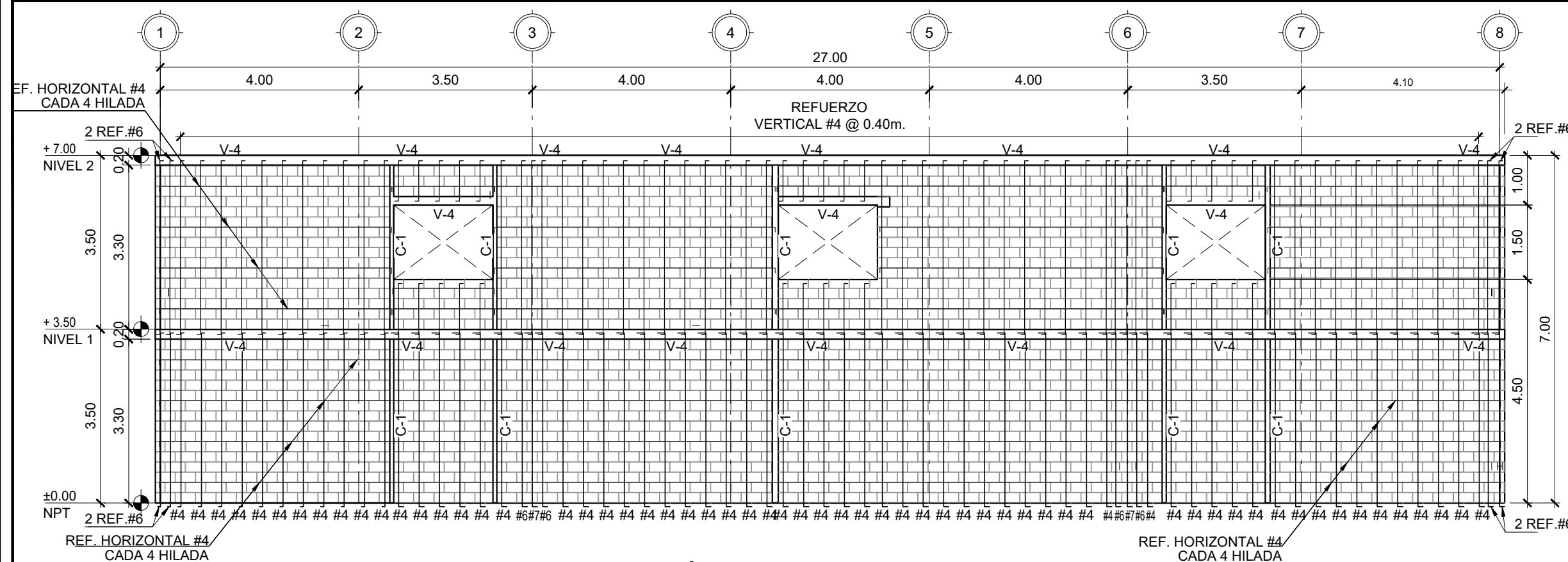
PROPIETARIO:
JULIO CÉSAR OZUNA
GÓMEZ

PROYECTO: SUCURSAL COMERCIAL
TEXTIL CALIFORNIA -
GRANADA.

CONTENIDO:
PLANTA ESTRUCTURAL DEL NIVEL 2

ARQUITECTURA:
ARQ. DAVID ROSE
ESTRUCTURA:
ING. EUNICE ROSE
FECHA:
DICIEMBRE 2017
ESCALA :
INDICADA

LAMINA:
ES-02
TOTAL
HOJA 2 / 5



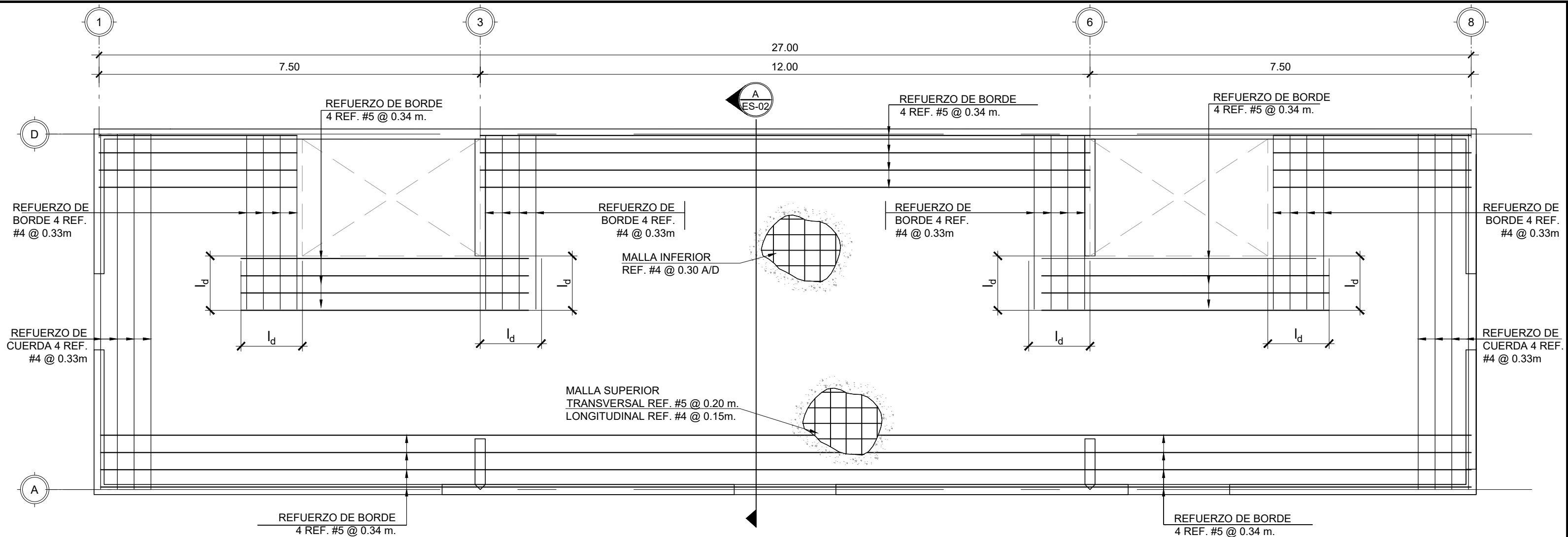
UBICACIÓN:
GRANADA

PROPIETARIO:
JULIO CÉSAR OZUNA
GÓMEZ

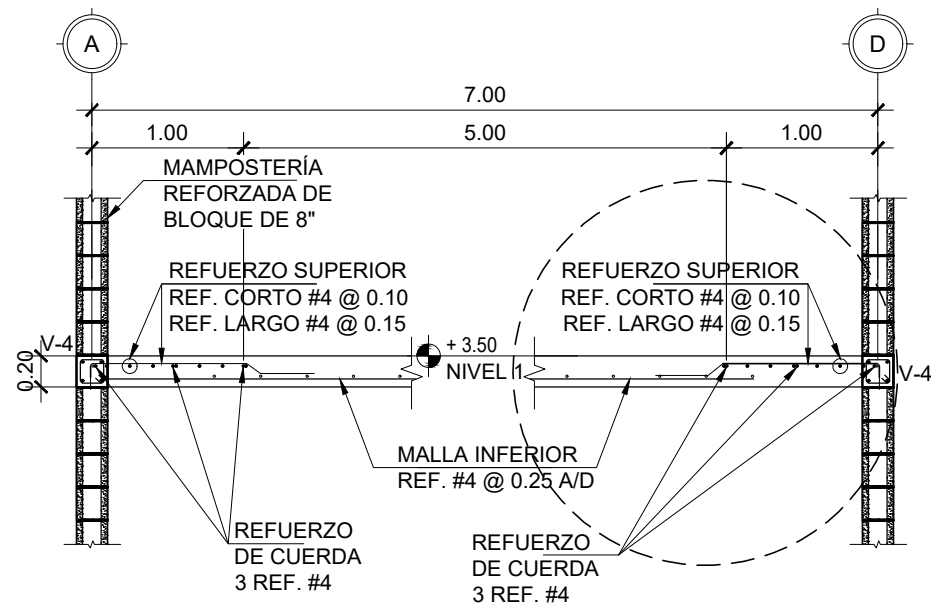
PROYECTO: SUCURSAL COMERCIAL
TEXTIL CALIFORNIA -
GRANADA.

CONTENIDO:
ELEVACIONES ESTRUCTURALES

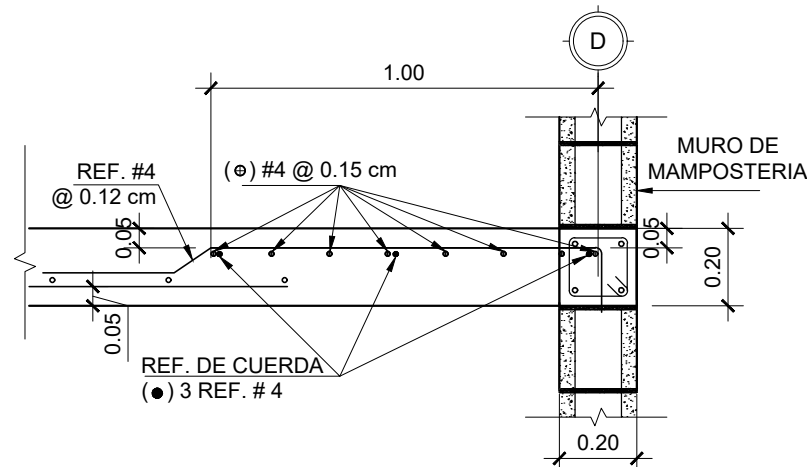
ARQUITECTURA: ARQ. DAVID ROSE	LAMINA: ES-03
ESTRUCTURA: ING. EUNICE ROSE	TOTAL HOJA 3 / 5
FECHA: DICIEMBRE 2017	ESCALA: INDICADA



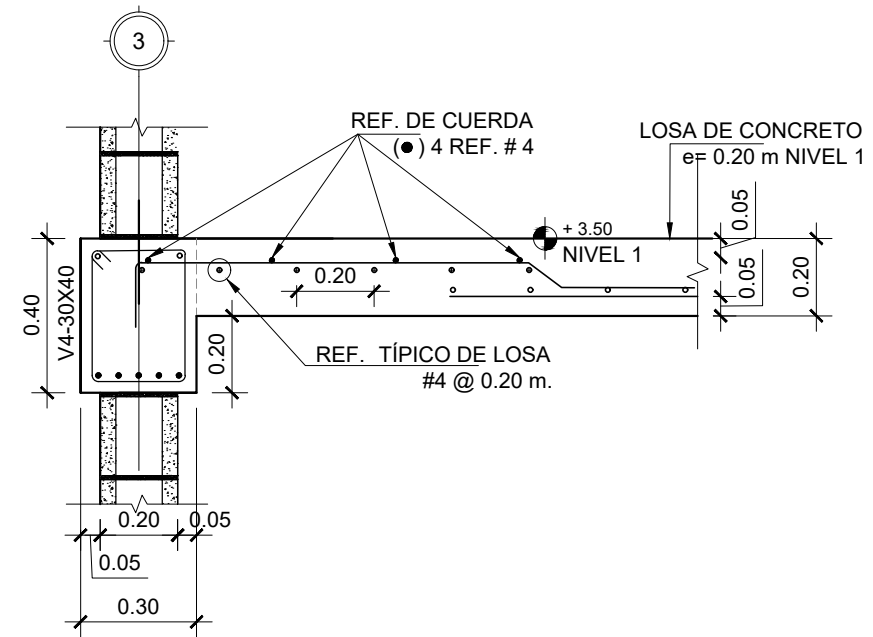
PLANTA DE REFUERZO DEL NIVEL 1.
ESCALA = 1:75



SECCIÓN TRANSVERSAL A-N1
ESCALA = 1:50



CORTE TRANSVERSAL DE SECCIÓN A-N1
ESCALA = 1:20



CORTE TRANSVERSAL DE SECCIÓN
ESCALA = 1:20



UBICACIÓN:
GRANADA

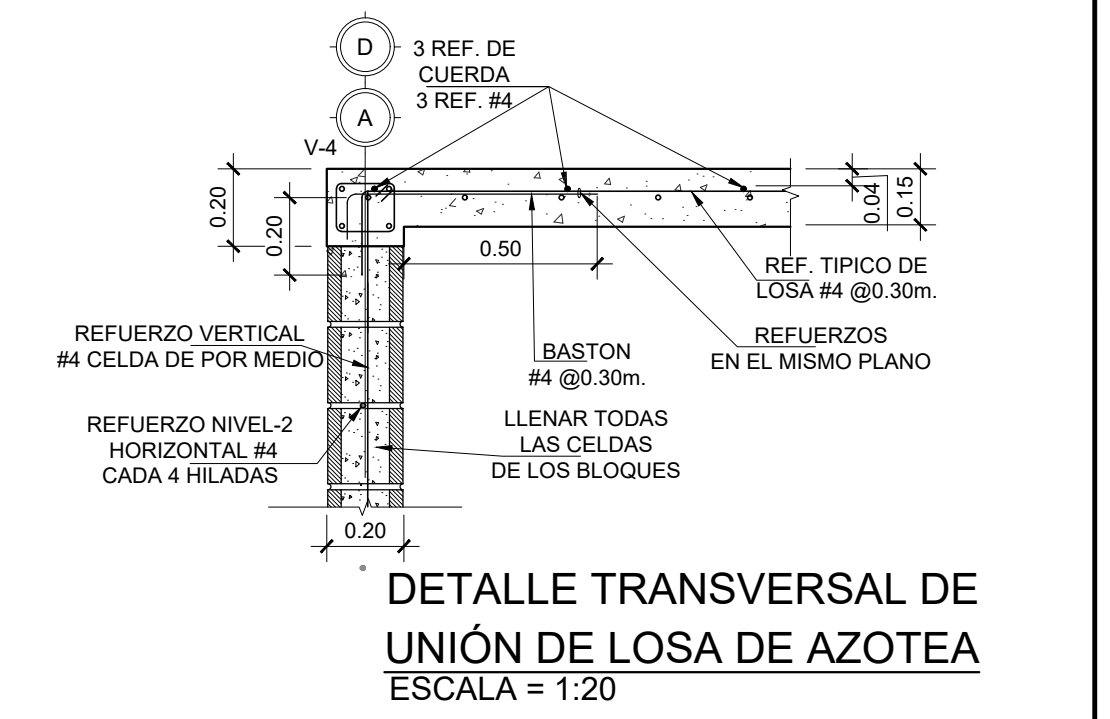
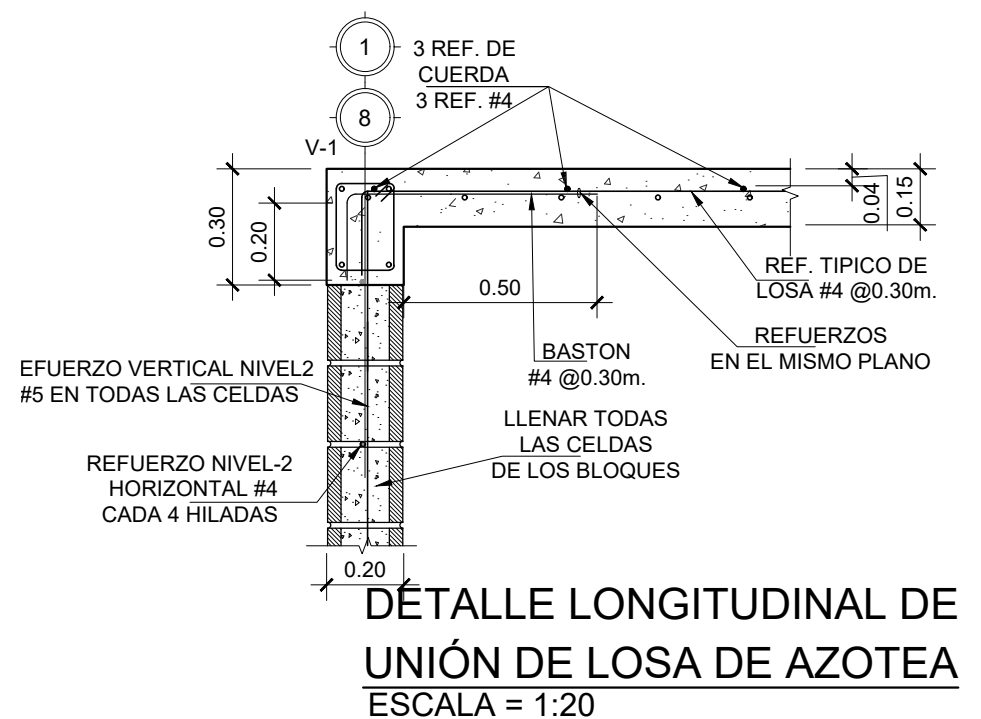
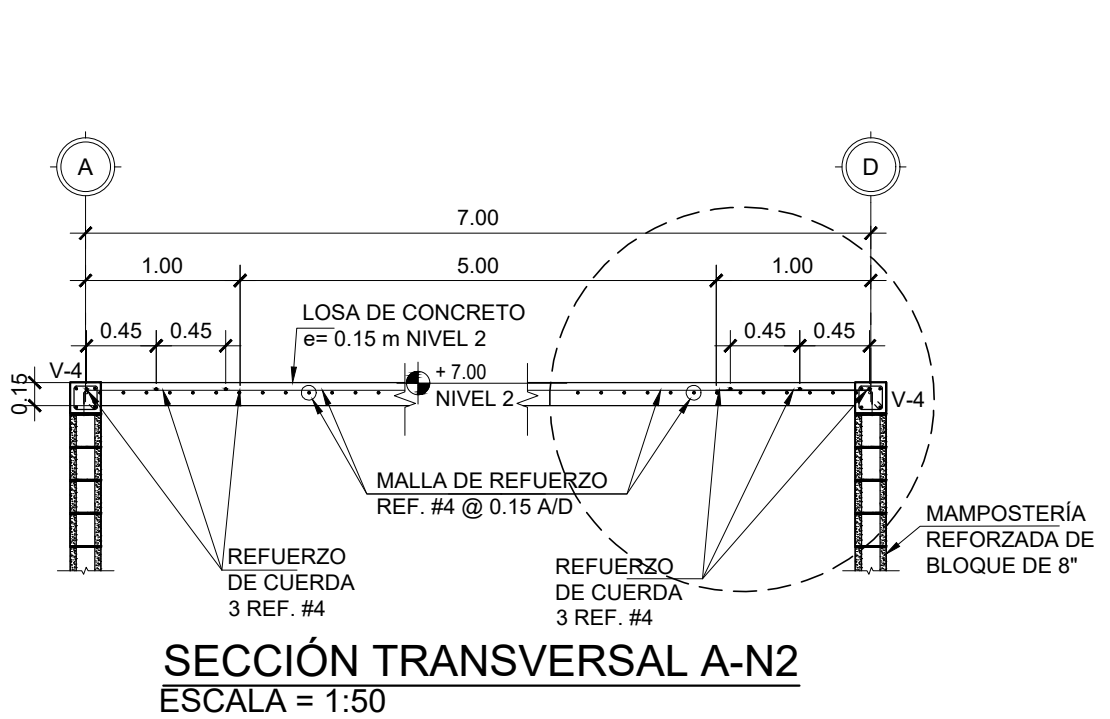
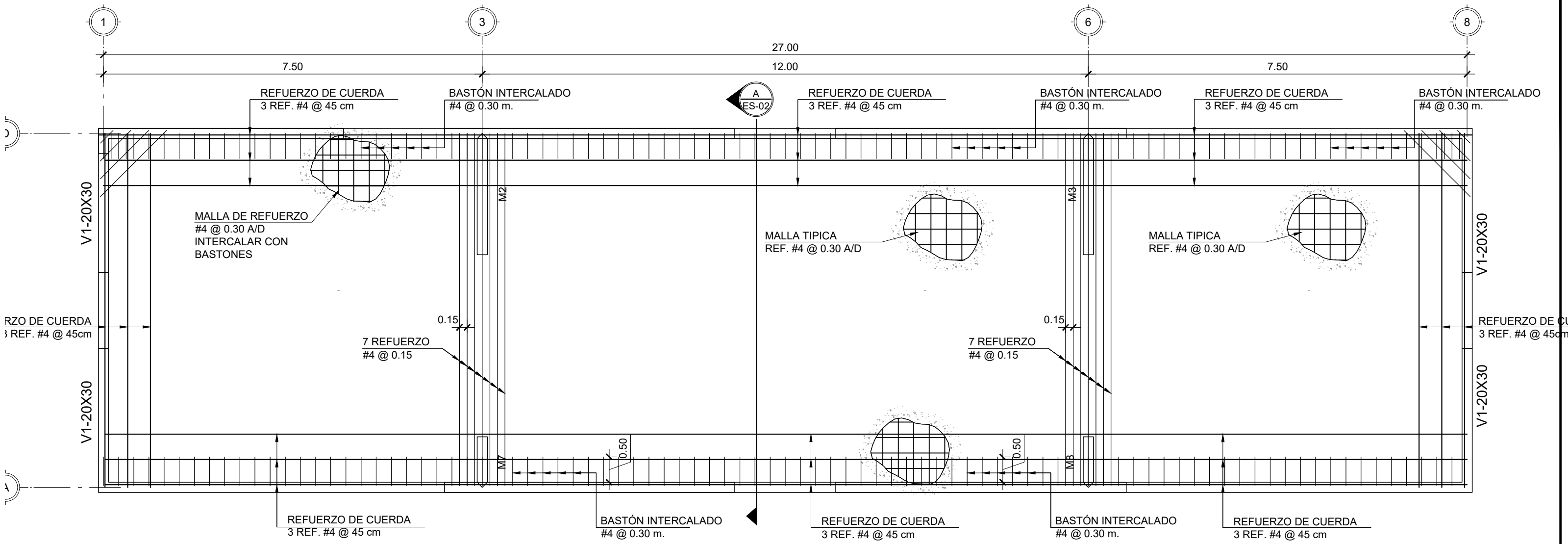
PROPIETARIO:
JULIO CÉSAR OZUNA
GÓMEZ

PROYECTO: SUCURSAL COMERCIAL
TEXTIL CALIFORNIA -
GRANADA.

CONTENIDO:
PLANTA DE REFUERZO DEL NIVEL 1

ARQUITECTURA:
ARQ. DAVID ROSE
ESTRUCTURA:
ING. EUNICE ROSE
FECHA:
DICIEMBRE 2017
ESCALA:
INDICADA

LAMINA:
ES-04
TOTAL
HOJA 4 / 5



UBICACIÓN:
GRANADA

PROPIETARIO:
JULIO CÉSAR OZUNA
GÓMEZ

PROYECTO: SUCURSAL COMERCIAL
TEXTIL CALIFORNIA -
GRANADA.

CONTENIDO:
PLANTA DE REFUERZO DEL NIVEL 2

ARQUITECTURA: ARQ. DAVID ROSE
ESTRUCTURA: ING. EUNICE ROSE
FECHA: DICIEMBRE 2017
ESCALA: INDICADA

LAMINA: ES-05
TOTAL: HOJA 5 / 5



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA

CARTA DE EGRESADO

El suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción, hace constar que el(a) **BR: TERE EUNICE ROSE PORTILLO** Carné No.: **2009-32155** turno diurno, de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico Vigente en la Universidad, es **EGRESADA** de la Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO** a solicitud de la parte interesada en la ciudad de Managua, a los quince días del mes de octubre del año dos mil dieciocho.



DR. ING. EFRAIN CHAMORRO BLANDON.
Secretario de Facultad



Universidad Nacional de Ingeniería

INSTITUTO DE ESTUDIOS SUPERIORES

CARTERA Y COBRO UNI - IES

Managua Nicaragua

SOLVENCIA ECONOMICA

La Oficina de Contabilidad del Instituto de Estudios Superiores de la Universidad Nacional de Ingeniería hace constar que el Br. (a): **TERE EUNICE ROSE PORTILLO** Carnet: 2009-32155. Estudiante de la carrera de **Ing. CIVIL** se encuentra **Solvente Económicamente con la institución**. En el pago de **Matrícula** y pagos de las (6) cuotas de la defensa monográfica.

Se extiende la presente solvencia económica a solicitud de la parte interesada para trámites de Defensa de Título, a los Nueve días del mes de Agosto del año dos mil Dieciocho.

Atentamente,

PROGRAMA ACADÉMICO UNIVERSITARIO



Lic. Ereina Siezar Ramírez.

**Responsable de Contabilidad
IES-UNI**